



TITLE:

水田地帯における地下水利用に関する研究 - 愛知川扇状地を事例として( Dissertation\_全文)

AUTHOR(S):

堀野, 治彦

---

CITATION:

堀野, 治彦. 水田地帯における地下水利用に関する研究 - 愛知川扇状地を事例として. 京都大学, 1995, 博士(農学)

ISSUE DATE:

1995-01-23

URL:

<https://doi.org/10.11501/3099124>

RIGHT:

②

# 水田地帯における地下水利用に関する研究

— 愛知川扇状地を事例として —

堀 野 治 彦

# 目 次

第1章 緒 論 .....	1
1. 1 水資源としての地下水 .....	1
1. 2 課題の設定 .....	2
1. 3 本論文の構成 .....	3
第2章 農業用水利用における地下水の役割 .....	7
2. 1 概 説 .....	7
2. 2 対象地区の概要 .....	8
2. 2. 1 地形・地質 .....	8
2. 2. 2 水利用 .....	12
2. 3 年間水利用の歴史的変遷 .....	12
2. 3. 1 地下水利用の変遷 .....	13
2. 3. 2 事業計画の変遷と水利用 .....	14
2. 3. 3 近年の取水実態 .....	16
2. 4 地下水利用の空間的・時間的考察 .....	19
2. 4. 1 井戸の分布 .....	19
2. 4. 2 地下水利用の空間分布 .....	19
2. 4. 3 地下水流動状況 .....	22
2. 4. 4 地下水位変動 .....	25
2. 5 地下水循環構造 .....	25
2. 6 結 語 .....	29
第3章 地下水位変動幅の空間的変動特性 .....	31
3. 1 概 説 .....	31
3. 2 理論の概要 .....	32
3. 2. 1 クリッキングシステム .....	32
3. 2. 2 Moving Neighborhood .....	35

3.2.3	モデルの妥当性の検定	35	5.3.2	対象期間と期間分割	82
3.3	模擬データによるバリオグラムの変方性	36	5.3.3	ブロック分割	82
3.4	観測値によるバリオグラムの変方性	39	5.3.4	必要水量	84
3.4.1	基礎資料	39	5.3.5	線形モデル	84
3.4.2	方向別バリオグラム	40	5.4	最適利用結果および考察	87
3.5	地下水位変動幅のクリッキング	44	5.4.1	現計画における最適利用	88
3.5.1	バリオグラム	44	5.4.2	新計画における最適利用	94
3.5.2	クリッキング結果	46	5.5	灌漑の地下水に及ぼす影響	94
3.6	結語	50	5.5.1	地下水貯留量の推定	95
第4章	地下水貯留量変化と逓減特性	55	5.5.2	現計画減水深による地下水貯留量	95
4.1	概説	55	5.5.3	新計画減水深による地下水貯留量	98
4.2	水理地質の概要	55	5.6	結語	100
4.3	地下水流動シミュレーションとモデル定数	58	第6章	結論	103
4.3.1	地下水流動の基礎式と有限要素法	58	謝辞		106
4.3.2	透水量係数の取り扱い	60			
4.3.3	非定常解析と貯留係数の推定	66			
4.4	地下水貯留と水循環	71			
4.4.1	地下水位変動および地下水貯留量の推定	71			
4.4.2	地下水循環速度と流出量	72			
4.4.3	水系再編と水資源開発	75			
4.5	結語	75			
第5章	水資源最適利用計画	79			
5.1	概説	79			
5.2	問題(計画)の設定	79			
5.2.1	新たな用水改良計画	79			
5.2.2	水資源最適利用案	81			
5.3	線形計画モデルの概要	82			
5.3.1	モデルの概念	82			

# 第1章 緒 論

## 1. 1 水資源としての地下水

地球上に存在する全水量は約14億 $\text{km}^3$ であり、このうちの97%以上が海水あるいは塩水といわれている(Marsily, 1986)。残りの3%弱がいわゆる淡水であるが、その大部分は雪氷の形態で存在しており、地表水、地下水の全水量に占める割合は、それぞれ僅か0.009%、0.6%に過ぎない。しかし、比較的容易に利用可能な淡水資源としては、地下水は最大であり、地下の帯水層は大規模な貯水池とみなすこともできる。

こうした地下水が、古来より人々の生活用水や農業用水として利用されてきたことはいうまでもないが、近年ではさらに、工業用水、水産用水、あるいは消・流雪用水、発電用水にも用いられるようになっている(水収支研究グループ, 1993)。日本では、工業用水、農業用水、生活用水として、それぞれ約73億、38億、40億 $\text{m}^3$ の地下水が1年間に利用されており、その他の利用も含めると合計約200億 $\text{m}^3$ にも上ると試算されている(相場, 1986)。地下水は、必要な水量を賄うべき適当な水源が他に存在しないという消極的理由からだけでなく、水質・水温が良好であるという積極的理由から利用されることが少なくない。

一方、地下水は地表水に比べて滞留時間がはるかに大きいため、無秩序な揚水によって地盤沈下、地下水の塩水化、井戸の枯渇など深刻な社会問題が生じていることも周知の事実である。加えて、地下水は一度汚染されると、現在の科学技術ではその浄化の有効な手だてがなく、回復に至るには多くの場合長い年月を必要とする。したがって、貴重な淡水資源である地下水を有効利用するためには、量と質の両面からの管理が必要であり、そのためには地域の地下水賦存量や水文サイクルの一部としての循環速度などの把握、さらには将来予測を行うことが重要となる。



## 1. 2 課題の設定

上述のような観点から、地域の地下水流動を事例的に研究した例は、これまでも数多くある。例えば、海外では、U. S. A., カリフォルニア州の Sutter流域を対象とした Gupta & Tanji (1976)の研究、イスラエルのHula流域およびU. S. A., ネバダ州の Truckee Meadowsを対象としたCooley(1979)の研究、イタリアの Trino Vercelles帯水層を対象としたGambolatiら(1984)の研究、リビア西部の帯水層群を対象とした Pizzi & Sartori (1984)の研究、U. S. A., コロラド川流域の一部を対象とした Carrera & Neuman (1986)の研究などがあり、国内では、滋賀県の田川流域を対象とした岡(1979)の研究、新潟県の長岡平野を対象とした藤縄(1986)の研究などがある。

しかし、こうした事例研究で用いられたモデルにはそれぞれの地域の特徴が組み込まれており、様々な地域に適用できる普遍的な地下水モデルの開発は事実上不可能といっても過言ではないだろう。すなわち、基礎的な水収支式、運動方程式を除けば、各対象地の地形・地質、利水状況、土地利用などに応じた固有のモデルを作成し、固有の境界条件・初期条件を考慮して解を求めざるを得ない。また、解析手法も、1次元から3次元の差分法、有限要素法、境界要素法などの決定論的な手法や、確率・統計的な手法、あるいはこれらを複合した手法など多岐に及んでいる。

本研究では、水田地帯における地下水環境を、後述の手法を用いて特に量的な見地から解析することを考え、滋賀県の愛知川扇状地をその事例として取り上げる。また、地下水のみならず全般的な農業的水利用を考え、地域水資源の利用開発と管理という視点に立って、将来の水利用と流域管理のあり方について検討を加えていく。地域固有の水循環特性と農業水利とは深い関わりを持っており、水循環構造の正しい把握なしには、将来の合理的な水利用体系の構築はありえない。

ところで、一般に、水田地帯の地下水システムは、他の地域と異なり、灌漑の影響を強く受けた特有の様相を呈している。その基本的な地下水位変動は、灌漑開始から代掻き期終了後しばらくの間上昇し、水稻の湛水栽

培期間中に高水位を保った後、非灌漑期に入って低下していくという正弦曲線的な(さらに近似的には台形型の)サイクルを繰り返す。すなわち、水田からの多量の地下水涵養により、大きな地下水位変動が生じることになる。先にも述べたように、地下水モデルは地域に密着した形態をとらざるを得ないが、本研究の愛知川扇状地での解析結果を通して、このような水田地帯特有の普遍的な地下水特性を抽出することは可能であると思われる。

## 1. 3 本論文の構成

本論文では、本章以下6つの章を設け、愛知川扇状地における地下水利用、地下水流動、地下水位変動量、最適農業用水取水などについて検討している。その概要は、以下に示すとおりである。

第2章では、地下水が農業用水源として地表水と互いに代替関係にあるという認識に問題があることを提示し、農業用水の取水実態を分析することにより、本地区の地下水が持つ機能・特性を実証的に明らかにする。また、過去の地下水位記録とも照らし合わせ、本地区の地下水がいかなる循環性を持つかについても言及する。

第3章では、周期的な上下動を繰り返す地下水位の変動幅(振幅)を、地質統計学的手法であるクリギング法を用いて分析し、地域内の変動分布や地域全体の平均的な変動幅を推定する。こうした地下水位変動の大きさは、農業用水、特に灌漑初期の代掻き用水の需要に關与する重要な因子の1つであり、その分布を地域的に把握することは利水上の見地からも大きな意味を持つ。

第4章では、愛知川扇状地を1つの容器とみなした場合の年間の地下水貯留量変化を推定し、マクロな地下水循環特性を検討する。具体的には、まず、有限要素法による地下水流動シミュレーションを行い、さらに、灌漑終了後の地下水位遞減状況を分析することによって、地区を代表する透水係数、貯留係数、時定数を推定する。

第5章では、ダムや頭首工などの河川取水施設を含め、湧水池、溜池、

井戸（地下水）などの複数の水源から、どのような順でどれだけの水を利用することが最適であるかを検討する。このとき、最適を示す目的関数には、用水利用に必要な施設の維持管理費の最小化を考え、解析手法としては線形計画法を用いている。また、その最適水利用条件下での地区内の地下水収支についても考察する。

第6章では、これらの結果を要約して、本論文の結論としている。

## 引用文献

相場瑞夫（1986）：日本の地下水，第2章わが国の地下水利用の現状，地球社，東京，pp.13-25.

岡 太朗（1979）：F E Mによる扇状地地下水の平面解析－田川流域の地下水に関する研究（4）－，京都大学防災研究所年報，22B-2，pp.257-270.

藤縄克之（1986）：パラメータ最適同定法を用いた有限要素法による地下水シミュレーション－長岡平野の月別地下水収支解析－，水利科学，30（5），pp.1-27.

水収支研究グループ編（1993）：地下水資源・環境論，共立出版，東京，pp.1-48.

Carrera, J., and S.P. Neuman (1986): Estimation of aquifer parameters under transient and steady state conditions, 3, Application to synthetic and field data, Water Resour. Res., 22(2), pp.228-242.

Cooley, R. L. (1979): A method of estimating parameters and assessing reliability for steady state groundwater flow, 2, Application of statistical analysis, Water Resour. Res., 15(3), pp.603-617.

Gambolati, G., F. Toffolo, and F. Uliana (1984): Groundwater response under an electronuclear plant to a river flood wave analyzed by a nonlinear finite element model, Water Resour. Res., 20(7),

pp.903-913.

Gupta, S.K., and K.K. Tanji (1976): A three-dimensional Galerkin finite element solution of flow through multiaquifers in Sutter Basin, California, Water Resour. Res., 12(2), pp.155-162.

Marsily, G. de (1986): Quantative Hydrogeology, Academic Press, London, pp.1-12.

Pizzi, G., and L. Sartori (1984): Interconnected groundwater systems simulation (IGROSS)-Description of the system and a case history application, J. Hydrol., 75, pp.255-285.

## 第2章 農業用水利用における 地下水の役割

### 2.1 概 説

水田灌漑においては、河川水や貯水池の水とともに地下水が多量に使用されている。これらの水は、水田用水計画では、互いに代替関係にある水源として認識され、より経済的に取得できる用水から優先的に利用することが原則とされている。

しかしながら、この水田地帯の地下水を、河川水や貯水池の水と代替関係にある用水源として、単純に認識してよいものであろうか。この地下水は、河川水や貯水池の水と部分的には代替関係にあるとしても、いくつかの点で異なった特質を持っている。その特質を正しく認識した上で他の用水源とともに利用すべきではないか、というのが本章での中心的な主張である。

今、あらかじめ水田地帯の地下水の特質を列記すると以下のように考えられる。

①水田地帯での地下水利用は、地下水の消費と同時に多大の地下水涵養も行っており、同一地域での水の循環利用の一つの形態に過ぎない。したがって、地下水を農業用水として利用した場合、一部は蒸発散や表面流出によって消費されるが、原則として、地下水の循環速度を速めるにとどまり、利用した地下水をそのまま消費することにはならない。また、生活用水や工業用水としての利用ほど水質を大きく変えることもない。

②河川水や貯水池の水は、一般に遠方から水田まで用水を輸送し使用するものであり、一過的な水利用が原則であるが、地下水は、灌漑水田の近傍にあり、水の循環利用を原則としている。また、灌漑水田の近傍に地下貯留されているという点で、地下水は、水源貯水池と圃場の間に位置し、水需給を調整する調整池、ファームポンドなどの中間貯留施設的な役割も果



たしている。この中間貯留施設は、近年水田灌漑においても必要となってきた。

以上のような考え方にに基づき、古来、地下水利用が盛んに行われている愛知川扇状地を例に取り上げ、愛知川貯水池（永源寺ダム）完成前後の地下水利用の実態の分析を行うことによって、上述のような農業用水における地下水の役割を実証的に明確にすることを試みる。なお、本論は主に水量に着目して分析を行うものであり、水質についての具体的な検討は行わないことにする。

## 2. 2 対象地区の概要

### 2.2.1 地形・地質

この地区は、滋賀県の湖東平野南東部に位置し、鈴鹿山脈を源とする愛知川の両岸に広がる水田地帯で、八日市市および蒲生、神崎、愛知、犬上の4郡8町にまたがっている。Fig. 2-1 に示すように周囲の大部分は山地に囲まれており、愛知川は地区のほぼ中央を南東から北西に流れている。これらの山地のうち、東部の急傾斜山地や西部の小山塊は花崗岩および古生層で構成されており、この地区の基盤岩となっている。愛知川扇状地といっても、厳密には、宇曾川、加領川などの小河川によって形成された扇状地も含む複合扇状地であり、本流自体の扇状地も、古愛知川（植村・横山，1983）によってできた古期扇状地と現在の河川による新期扇状地に大別される。愛知川上流部、特に右岸側には、古期扇状地が侵食されてできた段丘が発達している。全体的に砂利層、砂層、シルト層の地質が多く、透水性はかなりよいものと思われる。地下水位は、上流部では一般に田面下3～5mのところが多いが、干ばつ時には著しく低下し、極端な場合には10m以上低下するところもあるという。なお、この地区の地形・地質の概要を Fig. 2-2 に示しておく。

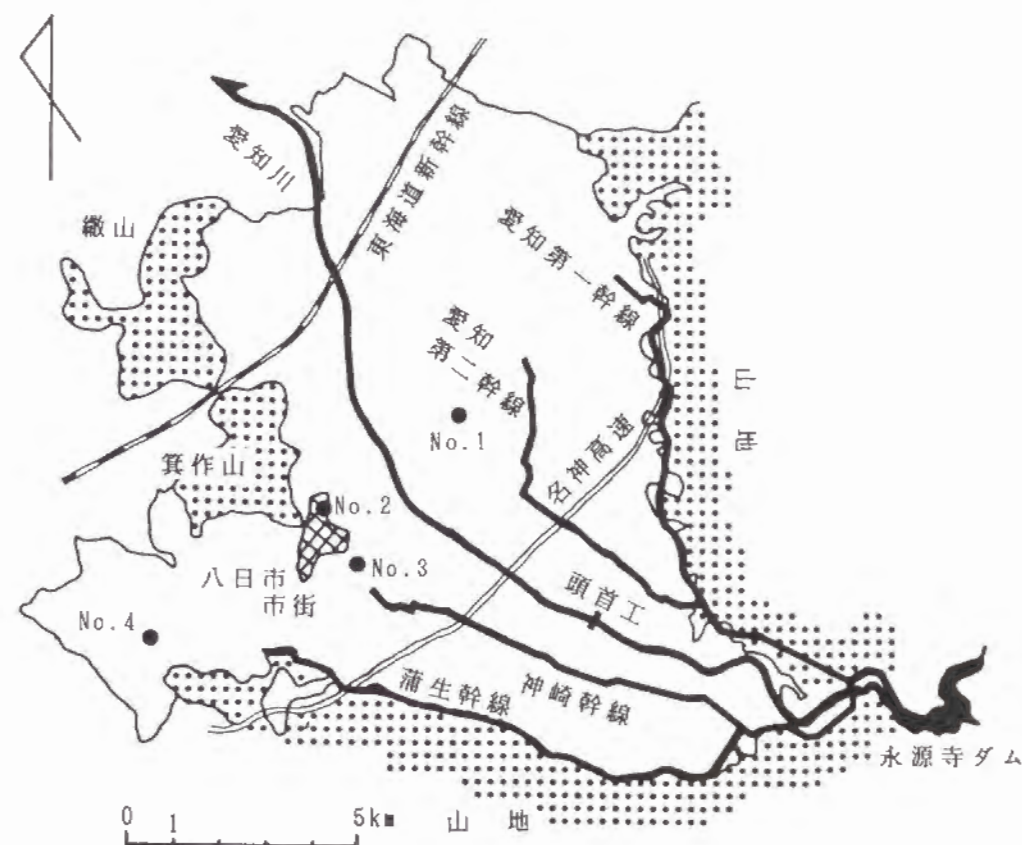
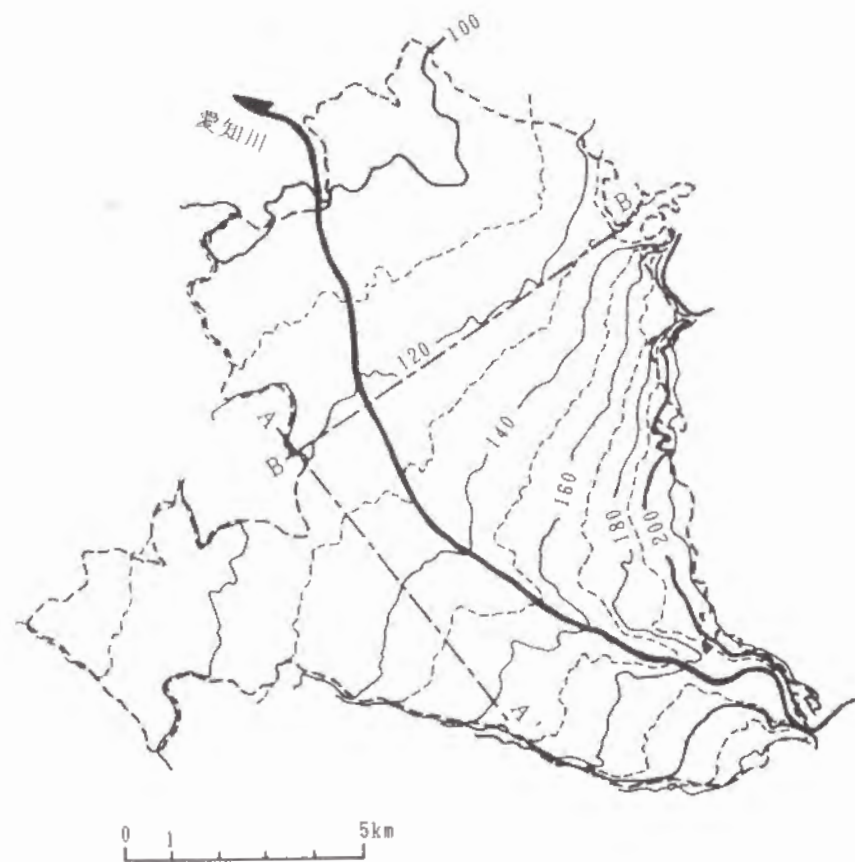
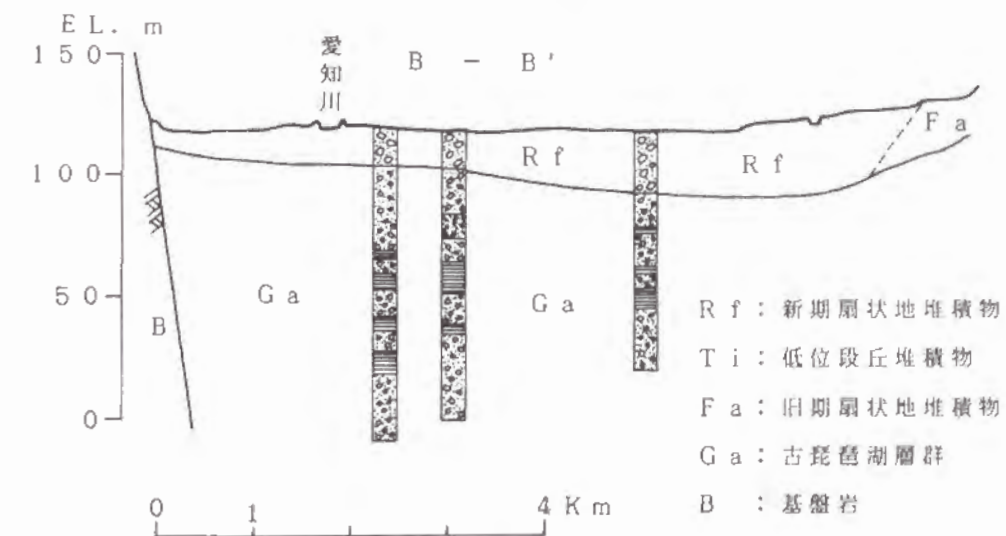
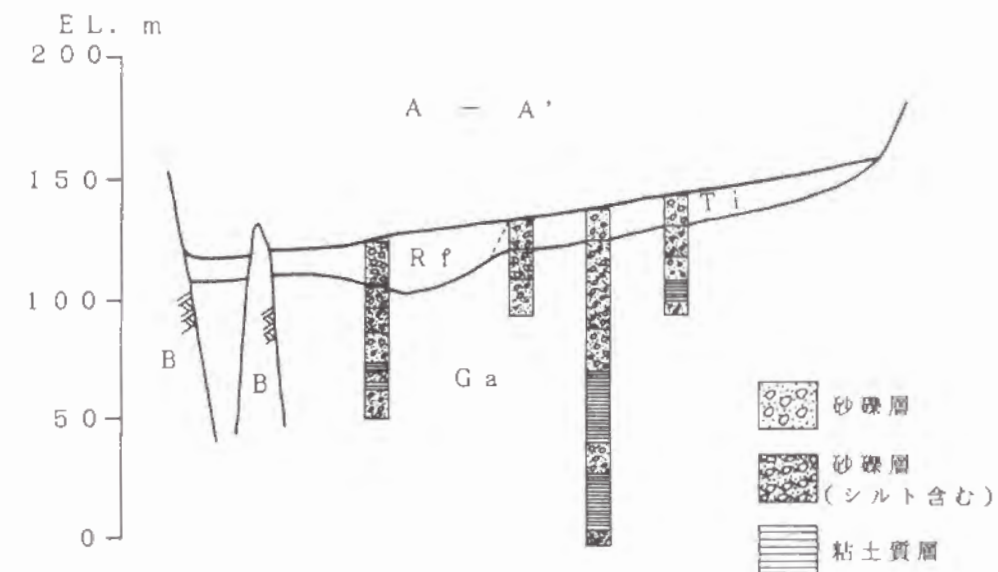


Fig. 2-1 地区概要  
Sketch of the area



(Fig. 2-2) (a) 地形  
Topographical map



(b) 地質断面  
Geologic profile

Fig. 2 2 地形・地質の概要

Outline of the geographical and geologocal features

## 2.2.2 水利用

愛知川扇状地は、国営農業水利事業の受益地区にほぼ対応しており、総面積約12,000haのうち約65%が受益面積である。この地域には、JR東海道新幹線、国道8号線、名神高速道路など、我国の主要な鉄道・道路が横断しており、近年の土地利用変化は激しい。1983年度には、愛知川農業水利事業が完了（国営のみ、県営および団体営事業は継続中）し、ダムからの送水、地下水から河川水への水源切り替えなど、農業水利体系の変更にともなって、地域の水利用も変化しつつある。用水の主水源は、地区の上流3km付近に位置する永源寺ダム（有効貯水量 2,200万 $\text{m}^3$ 、集水面積131.5 $\text{km}^2$ ）であり、Fig. 2-1に示すように用水はダムから直接取水された後4大幹線（愛知第一、愛知第二、神崎、蒲生）に分水され、さらに支線、末端へと送水されている。

また、愛知川は途中で伏流し一部水無し川となっているため、下流部では河川から直接取水することはできない。このこともあって、本地区では地下水の利用が従来から盛んであり、他には類を見ないほどの高密度揚水地帯であった。現在でも、国営計画に見込まれている126井をはるかに越える900～1,000カ所の揚水井が稼働している。

## 2.3 年間水利用の歴史的変遷

地下水の性格を実証的に明らかにするため、国営農業水利事業完成前後の地下水利用の変遷をここで整理してみる（Table 2-1 参照）。この地区の用水不足を解消するため、1952年に農水省愛知川農業水利事業所、愛知川沿岸土地改良区が相次いで設置、開設され、永源寺ダム建設を中心とする農業水利事業が進められることとなった。先にも述べたように、この事業は1983年度に完了したが、32年間の長期に渡ったため、社会情勢や農業情勢の変遷にともなって、幾度か計画変更が行われた。以下に、事業完了前後および各計画における利水状況を、地下水利用を中心に整理する。

Table 2-1 農業用地下水利用量の変遷

Transition of groundwater use for irrigation

	年	地下水利用量	揚水機台数	備考
事業前	1963年 (1/1.3)	7,700万 $\text{m}^3$	2,200台	1973年： 試験ダム通水開始  1983年： 国営事業完了
	1964年 (1/18)	11,000万 $\text{m}^3$		
事業中	1977年 (1/15)	6,600万 $\text{m}^3$	2,000台	
	1978年 (1/9)	6,900万 $\text{m}^3$	1,800台	
事業後	1985年 (1/2.5)	2,800万 $\text{m}^3$	1,000台	
	1986年 (1/1.9)	2,100万 $\text{m}^3$		
	1987年 (1/3.1)	2,900万 $\text{m}^3$		

ここで、（）内の数値は灌漑期間の降水量に対する確率年を表す。

### 2.3.1 地下水利用の変遷

永源寺ダムが完成する以前、本地区の愛知川には、10カ所の井堰が設けられ、これを中心として、水田灌漑が行われていた。この他にも小溜池、湧水、地下水などが用水源となっており、極めて錯綜とした利水が行われていた。

地下水利用は、明治の中頃に我国にポンプが導入された頃に始まり、蒸気機関型から電動型の小型揚水機に変わった頃から、急速にその利用が増加していった。特に、地下水以外に適切な水源が得られない地域では爆発的な普及状況であった。昭和に入ると、特に10年代から20年代においては、毎年数十台以上の揚水機が新設され、揚水井はほぼ地区全体に分布するようになった。1965年頃には2,100カ所以上に達したと言われている。たとえば、Table 2-1に示すように、1964年では2,154井から1億1,000万 $\text{m}^3$ の、1977年には1,995井から6,600万 $\text{m}^3$ の地下水が汲み上げられている\*（農水省近畿農政局愛知川農業水利事業所、1984）。竹内（1971）によれば、1



950年代の前半には、総灌漑面積のうち何らかの形で地下水に依存している区域は約67%にも達しており、愛知川からの用水を利用する区域は22%に過ぎない。

Table 2-1 を見ると、1964年、1977年は異常干ばつ年であり単純な比較はできないが、ダムの試験通水開始、国営事業の完了に伴って、地下水利用量は減少傾向を示していることがわかる。しかし、最近では、通常の降雨があるにもかかわらず、毎年 2,000万 $\text{m}^3$ 以上の地下水を利用しており、揚水機の台数もとくに減少傾向はみられない。

### 2.3.2 事業計画の変遷と水利用

事業計画は、近江八幡気象観測所の降雨記録にもとづいて、1947年を計画基準年としている。各計画変更ともこの基準年を変えていないが、補助水源などの利水計画に大きな変更がなされている。なお、以下の各計画における基本的数値は、農水省近畿農政局あるいは愛知川沿岸土地改良区による愛知川土地改良事業計画書（1954、1967、1977、1987）に基づいている。

#### (1) 当初計画（1956年）

当初計画は1956年に確定された。水源施設は、永源寺ダムを主水源とし、既設溜池、地区内湧水を補助水源として、揚水機は全廃するとした。また、発電と洪水調節も期待し多目的ダムを目指していた。

灌漑期間は 6/11～9/5の87日間、代かき期間は22日間を見込んでいる。揚水量の基本となる減水深は日平均で11.8mmとし、ダムによる農業利水の新規開発流量は最大で15.1 $\text{m}^3/\text{s}$ である。総灌漑面積は 7,786haであり、灌漑期間中の総用水量は、補助水源も合わせて 8,133万 $\text{m}^3$ という計画であった。

（前ページ）＊ 1977年の工業・水道用の地下水揚水量は年間 約2,300万 $\text{m}^3$ となっており、この年の灌漑期における 1日当りの農業用地下水利用量は、工業・水道用の約 7倍に匹敵している。

#### (2) 第1回計画変更（1968年）

当初計画が承認された後、10年目にして本格的なダム工事に着手することになったが、この間に営農形態や社会情勢が大きく変化した。たとえば、機械の導入、労働人口の減少などにより、代かき期間の短縮や作付品種の変更などが生じるようになり、これを受けて、灌漑期間は5/10～9/21の 135日間に拡大され、代かき期間は10日に短縮された。また、このような作付体系の変更に加え、減水深の期別変化を考慮する（日平均値は変わらず）ことなどにより、総必要水量が 9,143万 $\text{m}^3$ に増加した。したがって、これに対する主な対応策として、愛知川本川に頭首工が設けられることになった。なお、ダムによる新規開発流量や受益面積については変更されていない。

#### (3) 第2回計画変更（1980年）

第1回計画変更後10年以上を経て、農作業の機械化、栽培技術の変化などが進み、さらに米作抑制政策による畑作導入も加わって、事業計画の見直しを余儀なくされた。用水計画に関する主だった変化は、灌漑の早期化・長期化（4/11～9/7の150日間）、および圃場整備による乾田化、地区内小河川の改修などに伴う減水深の増加（日平均19.2mm）である。受益面積も 7,957haと若干の増加となり、総用水量は17,752万 $\text{m}^3$ と94%もの大幅な増加となった。これに対して、新規開発流量は最大15.4 $\text{m}^3/\text{s}$ と当初計画より 0.3 $\text{m}^3/\text{s}$ しか増加を見込めず、地下水を新たに補助水源とした。これが、これまでの計画との大きな相違点である。

#### (4) 第3回計画変更（1987年）

国営事業についてはすでに1983年に完了しているが、今なお、用水の安定供給には問題点が残されている。特に、転換畑の拡大によるピーク水量増加に対する既設用水路断面の不足、第2種兼業農家の増加による水利用の集中化、用水の無効放流の増加など、取水の期別あるいは時間帯別の変動に対処する必要が生じてきた。そこで、調整池の新設を主とする計画変更が、県営事業計画として1987年に提案されている。ただし、総用水量自体は変更されていない。

以上のように、ダムが主水源になっているのは各計画とも変わらないが、

総用水量や水源別取水割合は大きく変化している。補助水源には、愛知川頭首工、溜池、地区内小河川、湧水、集水渠、揚水井が挙げられているが、頭首工を除く前3者を地表水、後2者を地下水と分類して、水源別取水量およびその割合の変遷を示したものが Fig. 2-3 である。図の最後には、事業完了後の実態（1985年～1988年の平均）も示してある。計画が新しくなるにつれて、地下水の利用が見込まれるようになり、さらにその割合が増加している。これと対照的に、ダム取水の割合は減少している。特に、1987年で地下水利用割合が増加しているのは、それまでの水利用実態に基づいているものとみることができよう。なお、Fig. 2-3 の事業完了後の灌漑期降水量はおよそ1/2～1/3確率年に相当しており、これを考慮すれば、事業完了後の用水の地下水依存度は1987年計画をもすでに上回っている可能性がある。このように、当初計画では全廃を予定していた地下水利用が、計画とは反対に、一時減少はしたものの、その後は微増の傾向にあることは注意する必要があるだろう。

### 2.3.3 近年の取水実態

国営事業完了後の1985年～1988年の水源別取水状況を整理したものを Fig. 2-4 に示す。図中の分類は先の Fig. 2-3 と同様である。なお、各年度とも灌漑水田面積が異なるため、総取水量を水田面積に対応させて日平均で表すと、1985年、1986年、1987年、1988年それぞれ、15.5mm/d、17.5mm/d、14.9mm/d、18.1mm/dとなっている。なお、灌漑期間中の総雨量を確率年で表すと、年度順におよそ1/2.5、1/2、1/3、1/1.2 となった。1985～1987年で見ると、限りダムからの取水割合は降水量の多い年ほど大きい。これはダムに貯留された水量が多かったためと考えられる。これに対して地下水の利用割合は降水量の少ない年ほど大きく、ダム取水と地下水利用の割合は補完関係にあることがわかる。ただし、1988年は若干異なった傾向を示している。また、絶対量については各年とも変動が大きく、各水源別利用水量の間に単純な補完関係を見いだすことはできない。なお、揚水量は、ポンプの口径、動力の大きさ、消費電力量などから経験的に推定し

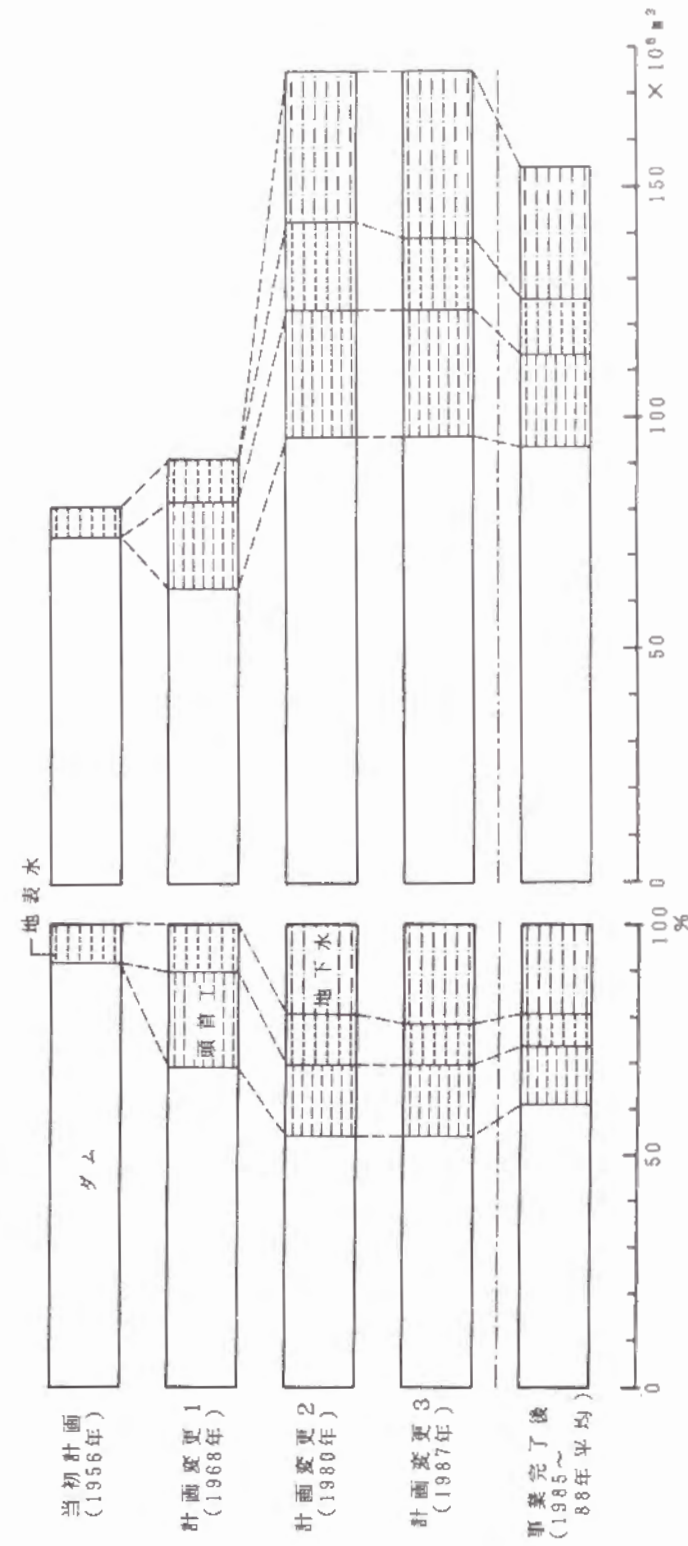


Fig. 2-3 水源別取水量およびその割合（計画）

Planned irrigation water supply from each water source



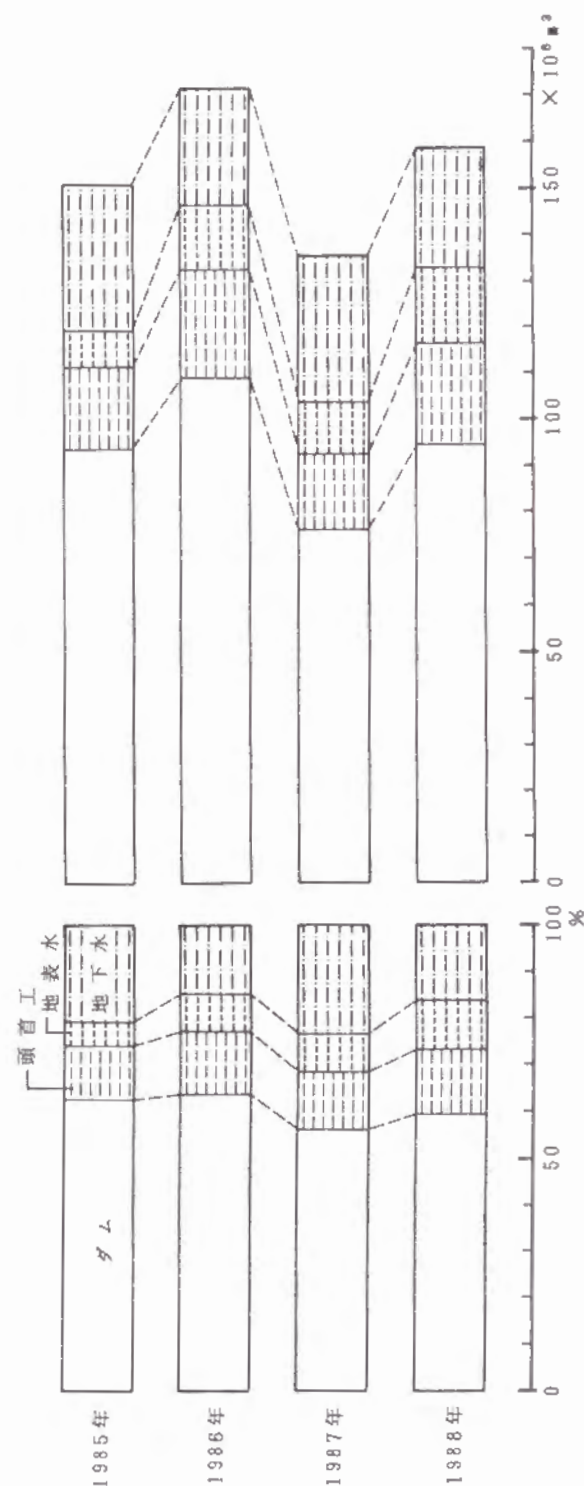


Fig. 2-4 水源別取水量およびその割合（実績）

Actual irrigation water supply from each water source

ている。

次に、取水量とその内に占める地下水利用量の期別（5日単位）変化例として、1987年、1988年を取り上げ、降雨量、ダムの貯水量の変化とともに Fig. 2-5に示す。1987年では、総取水量は、4月の代かき期をピークに、その後降水量に対応して増減する傾向にある。灌漑期前半の降水量の少ない時期には、貯水量の減少とともにダムの節水体制がとられ、地下水利用がかなり大きくなっている。特に5月には、取水量の半分近くが地下水に依存していることがわかる。後半には、降雨によりダムの貯水量が回復し、地下水依存度は急激な減少を示す。このように期別の取水実績からも、ダム取水と地下水利用の補完的な関係をとらえることができる。

1988年においても、全体的な取水量の変動パターンは、1987年と同じく代かき期をピークに、後は降水量に対応する形となっている。しかし、1987年に比べ降水量が豊富であったため、ダム水位が比較的満水近くで安定しており、節水に伴う地下水利用の増加はみられない。

## 2. 4 地下水利用の空間的・時間的考察

### 2. 4. 1 井戸の分布

この地区には、ピーク時の半数程度に減少したとはいえ、Fig. 2-6に示すようになお1,000余りの井戸が存在している。分布はかなり広範に渡っており、地区全域に及んでいる。特に分布密度の高い地域は、西の山塊付近八日市市街の南西と愛知川左岸側の扇頂から扇央にかけての地域である。現在、愛知川沿岸土地改良区では水源計画に含まれる126台に加え、全体で約600台の揚水機を導入している（吉井、1988）。

### 2. 4. 2 地下水利用の空間的分布

農業用地下水利用の空間的な分布を見るために、地区を212の要素に分割し、各要素内での揚水量を総和して示したものがFig. 2-7である。ま

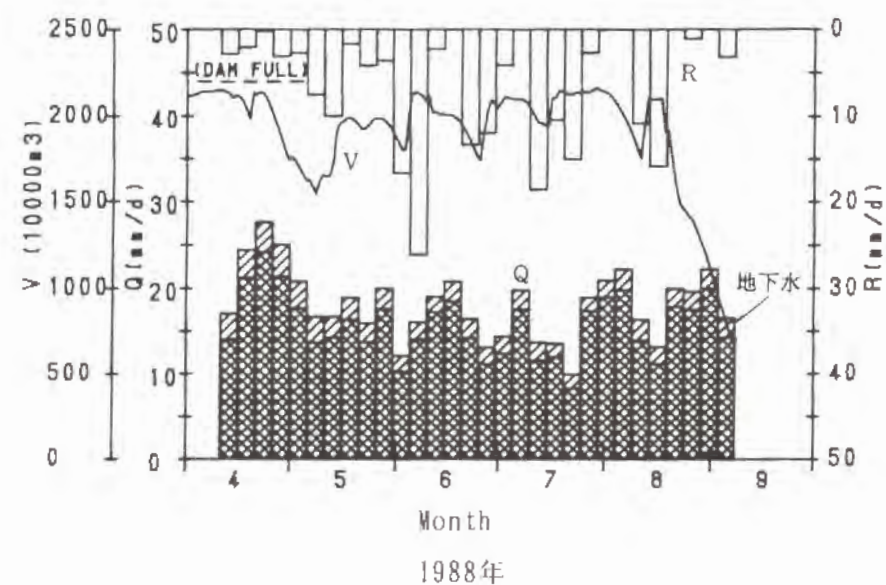
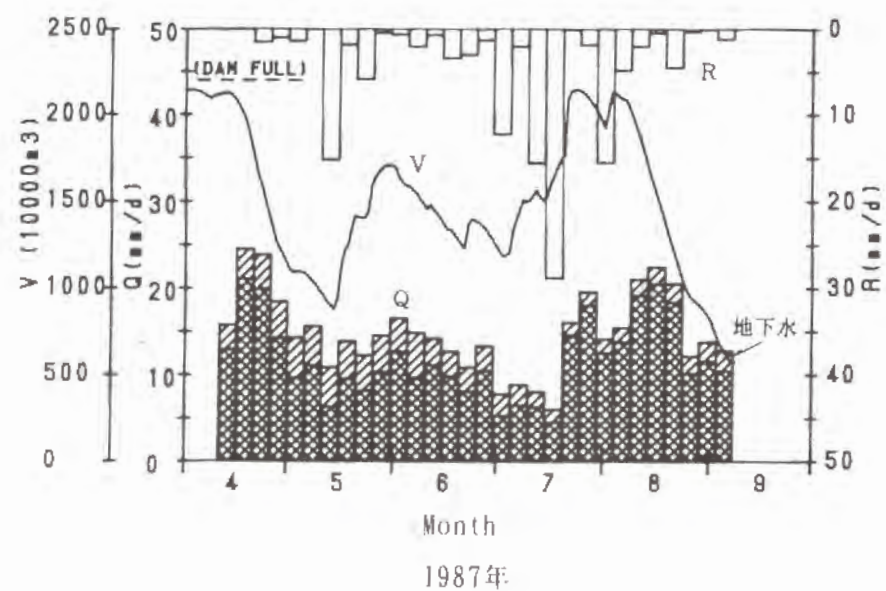


Fig. 2 5 期別の取水量(Q), ダム貯水量(V), および降水量(R)変化  
The seasonal changes in irrigation water supply Q and Eigenji Dam storage V with precipitation R in 1987 and 1988

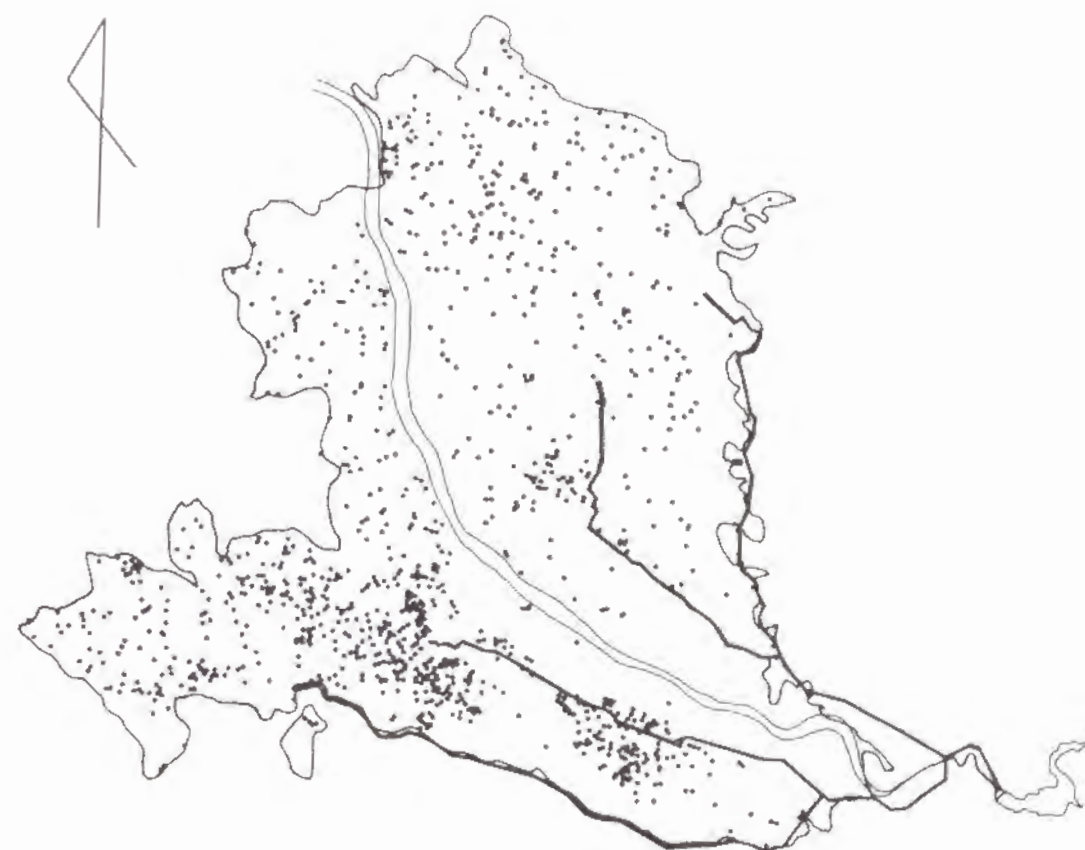


Fig. 2 6 井戸分布  
Distribution of pumping wells

た、同揚水量を各要素の水田面積当りに換算したものを Fig. 2-8 に示す。両図とも、ここでは、1985～1987年の灌漑期における平均値で表している。揚水は愛知川右岸上流部の山地寄りを除いてほぼ地区全体にわたって行われているが、扇端部で特に多量に行われている（Fig. 2-8 ではこの傾向がより顕著に現れている）。また、左岸扇央上部付近でも若干多い揚水が行われており、これらは先の井戸分布図とよく対応している。ただし、扇端部では井戸分布密度に対して揚水量が大きくなっており、少数の揚水強度の大きな井戸が存在していることを示唆している。

一方、Fig. 2-1 に示した幹線用水路に対応させて見てみると、愛知第1幹線の地域では揚水量が少ない傾向にあることがわかる。実際に、各幹線の支配地域別に1987年の農業用水のダムおよび地下水への依存率を整理してみると、愛知第1幹線、愛知第2幹線、神崎幹線、蒲生幹線それぞれ、ダム依存率は81.4%、37.2%、50.7%、72.4%、地下水依存率は10.7%、34.4%、20.9%、27.6%となっている。すなわち、愛知第1幹線ではダムからの取水割合が非常に大きく、愛知第2幹線および蒲生幹線では相対的に地下水の取水割合が大きくなっている。これは主に、扇端部の揚水量の大小が関係しているものと思われる。

### 2.4.3 地下水流動状況

地下水流動の現況を把握するために、地区内に分布する 約100の井戸における地下水位の一斉観測データにより、地下水面の等高線を描いた。このうち灌漑期の例として1986年8月7日の、また非灌漑期の例として同年 2月24日の等高線を Fig. 2-9 に示す。なお、図中の破線部は愛知川がおよそ伏流している部分を表す。全体的に見て、地下水は扇頂から扇端側へ、あるいは東の山地側から扇端の方へと、ほぼ地形勾配に応じて流動していることがわかる。愛知川沿いには上流部では愛知川への流動が、下流部では天井川の名残りが見られる。

この地区での大きな特徴は、西方に位置する織山、箕作山付近において地下水面勾配が緩やかになっていることである。先にも述べたように、こ

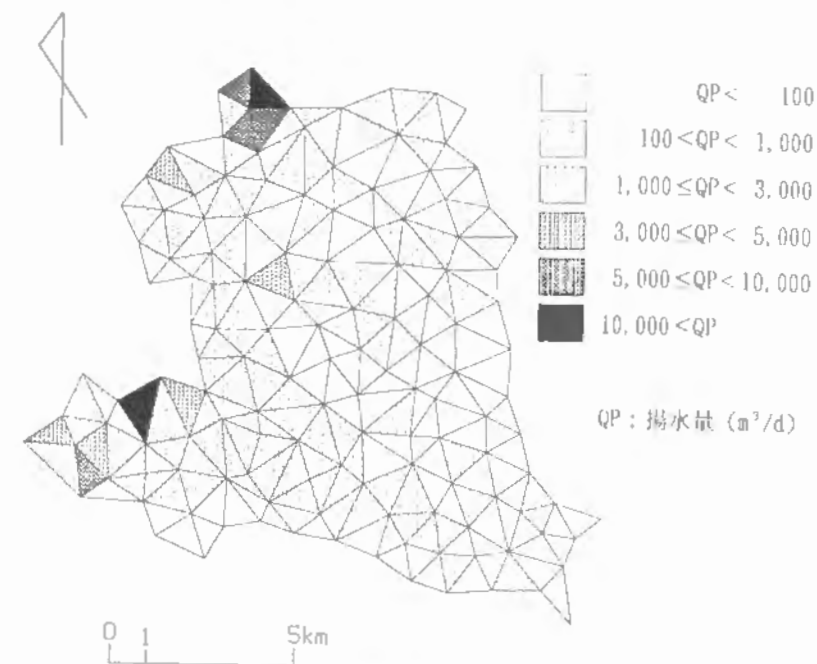


Fig. 2-7 地下水利用分布（1985～1987年平均）

Distribution of average pumpage in 1985-1987

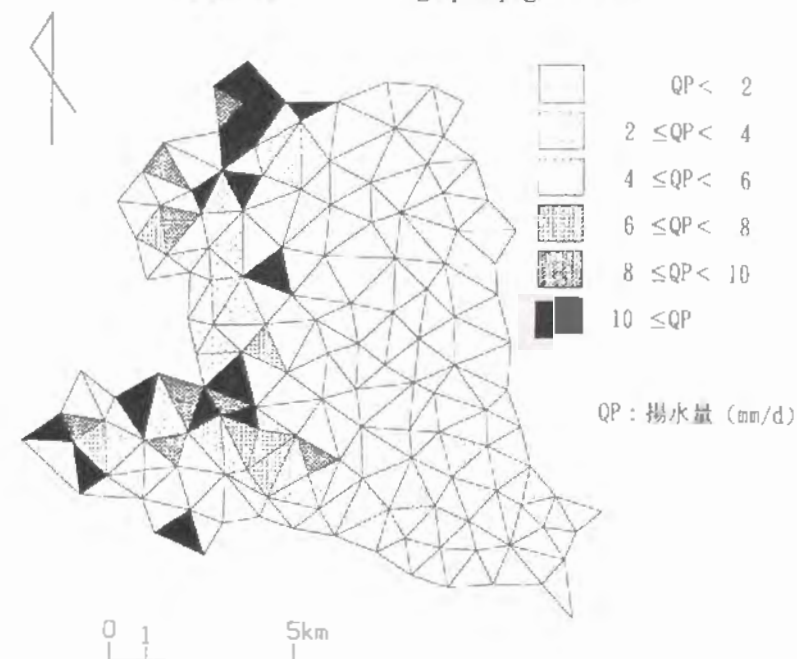


Fig. 2-8 地下水利用分布（1985～1987年平均、水田面積対応）

Distribution of average pumpage in 1985-1987 (corresponding to unit paddy field area)



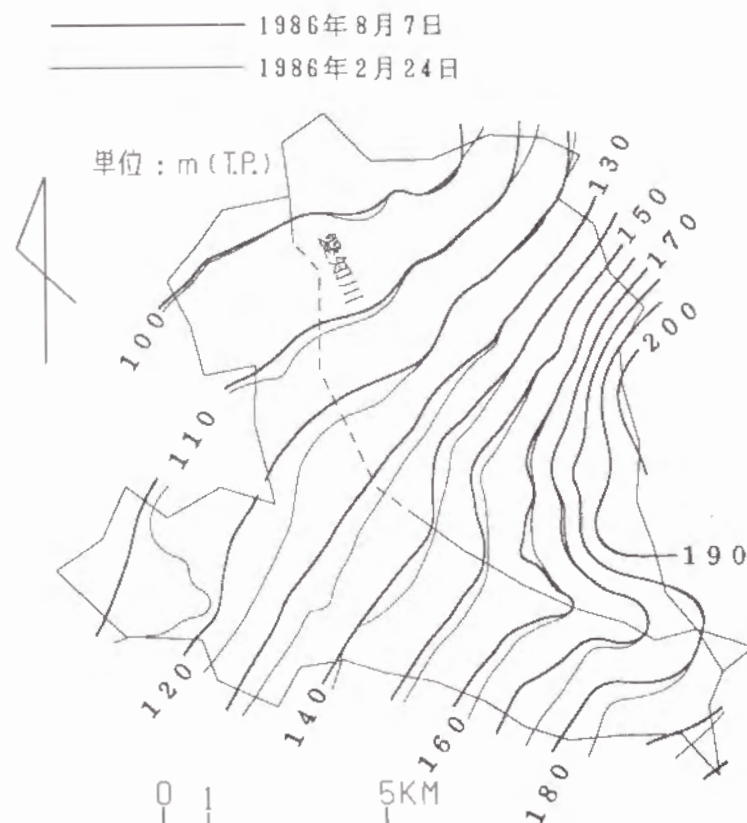


Fig. 2-9 地下水位等高線  
Contour lines of water table

の西方の山塊は不透水性の花崗岩から成っており、Fig. 2-2 と合わせ考えれば、この山塊によって地下水の流動が遮られ、天然の地下ダムが形成されているものと考えられる。したがって、扇端部において、地層中の有効間隙率が大きい所では、地下水賦存量がきわめて豊富であるといえる。

次に、灌漑期と非灌漑期のコンターの比較により、全体として扇中央から扇端にかけての地域で年間の地下水位変動幅が大きいことがわかる。愛知川の左岸側では特に変動幅が明瞭であり、中でも南東の扇端、山塊と山地に挟まれた地域では局所的に大きな変動幅が見受けられる。これとは反対に、右岸側の山地に近い段丘部では、灌漑期と非灌漑期の水位差はほとんど見られない。

#### 2.4.4 地下水位変動

地下水の変動は、大きく、1年をサイクルとした年間変動と、経年的な長期にわたる変動に分けられる。年間変動を考えると、通常当地区のような水田地帯では、灌漑水による涵養や降水量の年変動分布に対応して、灌漑期に水位が上昇し非灌漑期に低下するという様相を呈する。この変動幅が地域によって異なることは、すでに前項で示したとおりである。

Fig. 2-10 には、当地区内の地下水位変動例として、Fig. 2-1 中に示したNo.1~4の4地点における経年の連続地下水位を月平均で整理したものを示す。図中実線は浅井戸での、破線は深井戸での地下水位を表す。地質的にこの地区の深部に存在する古琵琶湖層群中の地下水は、被圧地下水であると言われているが、たとえばNo.4のように、深井戸における地下水位も浅井戸のそれと非常によく似た変動を示すところも多く、浅層不圧地下水と深層被圧地下水は明確には区別できない。しかし、実際にNo.1のように、明らかに形態の異なる地下水の存在も認められ、全般的に言えば、深部ではいわゆる準不圧地下水（相場，1986）的な形態となっているものと思われる。

経年的な水位変動は、降雨の影響などにより多少のばらつきはあるものの、最高水位や最低水位のトレンドは特に見られず、比較的安定した変動を繰り返していることがわかる。1973年より永源寺ダムからの一部通水が始まっているが、これによる影響もこの図からは読みとれない。また、先に述べたように1964年には1億 $m^3$ 以上の揚水を行っているが、灌漑期の水位が若干低くなった程度で、その後に影響を及ぼしてはいない。すなわち、揚水量の変動によって、地下水位の年間変動は大きな影響を受けず、循環利用の特徴をよく表現している。

#### 2.5 地下水循環構造

これまでの農業用水利用実態の分析から、この地区を上流部と下流部の2つに分け、ダム用水と地下水についての簡単な利水概念（他の補助水源

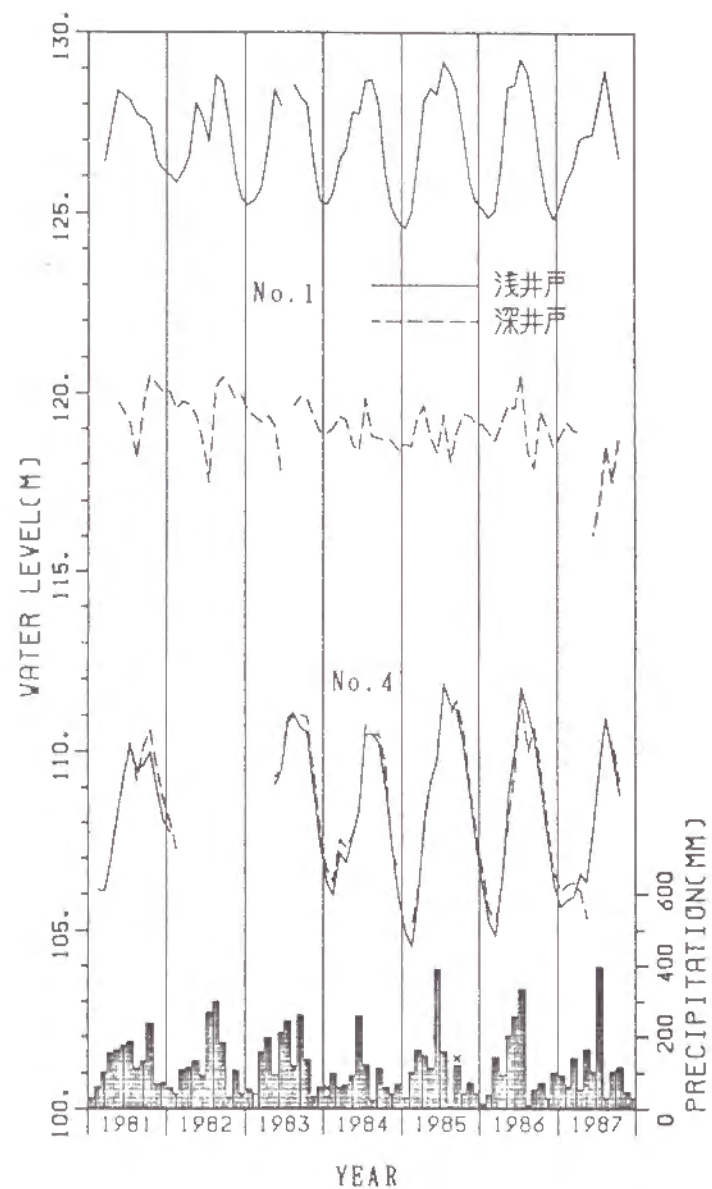


Fig. 2-10 (a) 地下水位変動状況 (No. 1, No. 4)  
Groundwater level fluctuations at No.1, No.4 points

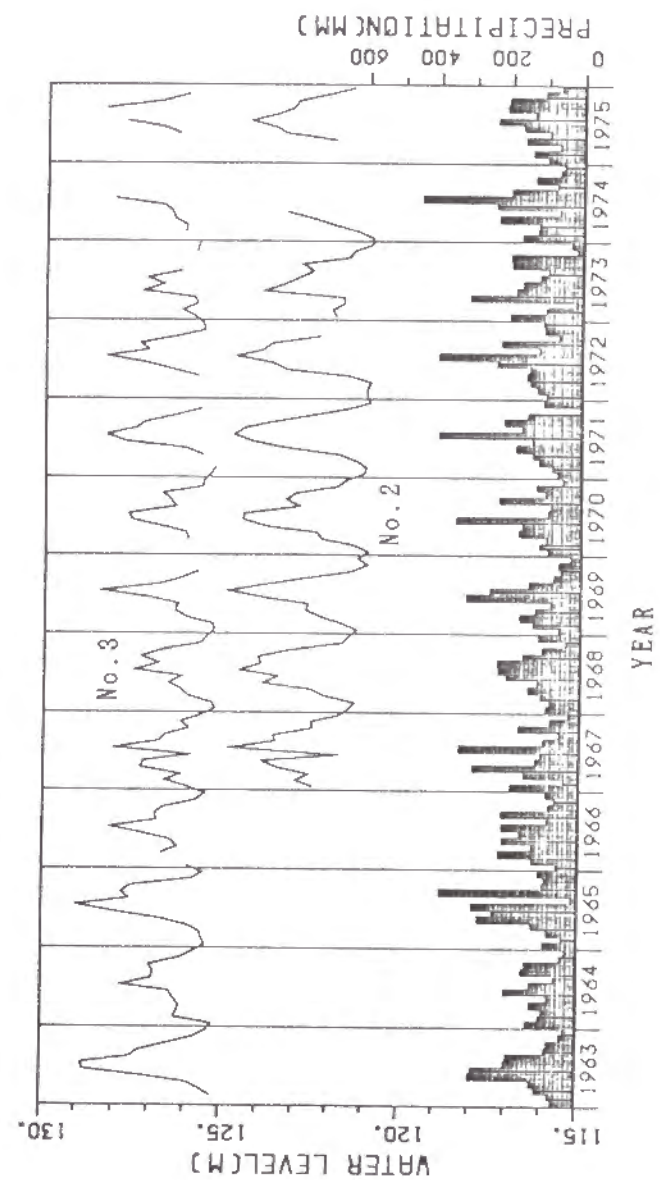


Fig. 2-10 (b) 地下水位変動状況 (No. 2, No. 3)  
Groundwater level fluctuations at No.2, No.3 points



は省略)を整理すると Fig. 2-11 のような状態が考えられる。ここで、上流部と下流部の境界は、愛知川の地区上流端から約10kmの地点で川を横断するラインとした。地区内の15地点に設置された減水深の自記計によるデータおよび9地点で行った減水深の集中調査などから、水田からの深部浸透量を推定すると、1985年～1987年の平均で上流部では 8.4mm/d、下流部では 6.4mm/dとなった。これに対して、水田面積に対する同平均地下水揚水量は上流部で0.79mm/d、下流部で 3.4mm/dとなっている。下方への浸透量には両者とも大きな違いはないが、揚水量は下流部が上流部の4倍以上の値になっていることがわかる。先の補完関係を考えるとその分だけ上流部ではダムからの取水が多くなっているものと思われる。このように下流部で揚水量が卓越している理由として、大きく次の2つが考えられる。

1)上流部からの地下水流動も手伝って下流部の地下水体が豊富になっている。

2)ダムからの放水が末端の用水路に到達するまでに6～7時間の遅れがあり、ダム水利用では水需要変動への対処が困難である。このため、下流部では近くに有効な補助水源が無い限り地下水に依存せざるを得ない。

第1の理由はこの地区独自の地質構造の上に成り立つものであり、第2の理由は手元にある水としての地下水の機能の上に成り立つものである。

一般に、ダムの水と地下水とは同質のものであり、代替可能な水源と考えられる傾向にあった。しかし、確かに両者は水源としては同一と考えられるが、実際には、水質的にも、エネルギー的にも、機能的にも異質のものであり、単純に代替させることはできない。

確かに、この地区では地下水から供給していた水の一部をダムに代替させる結果となっており、一部地区の揚水量を減少させることはできるであろう。しかし、当初計画にあったように揚水機の全廃というところまでは至らない。このことは、先に示した事業前、事業中、事業後の地下水利用実態、計画変更の各過程、事業完了後の近年の水利用実態に見ることができる。

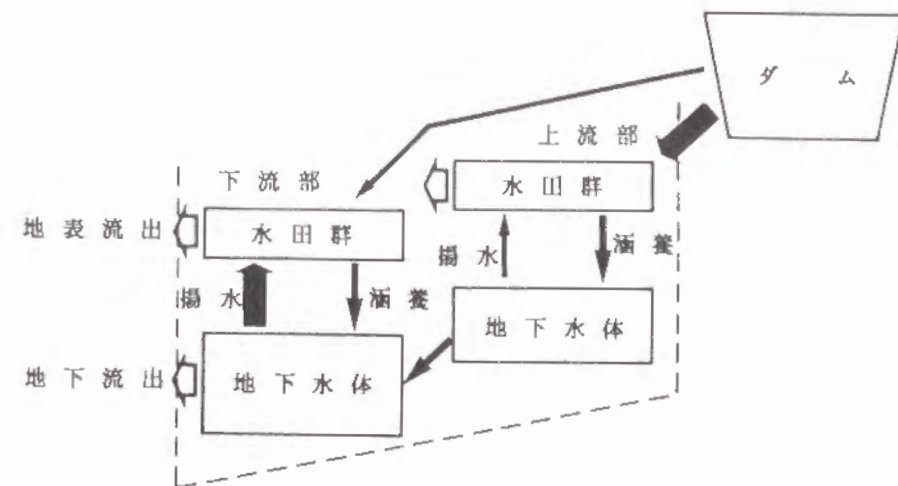


Fig. 2-11 利水概念モデル

Conceptional model of water use for irrigation

## 2. 6 結 語

愛知川地区の利水状況を、国営事業の進行に伴って歴史的に分析した結果、この地区の地下水利用特性は以下のようにまとめられる。

- ①豊富な地下水資源を有しその利用を可能としているのは、優良な帯水層の存在と、西方の山塊によって天然の地下ダムが形成されているためである。
- ②ダムから遠方にある圃場ほど地下水利用が多い。これはコスト面より地下水の調整池的機能、すなわち中間貯留施設の機能を選択した結果と考えられる。
- ③地下水の利用が全廃されなかったのは、ダムの貯水容量が小さいだけでなく、②で示したような手元にある地下水の便利な機能を放棄できなかったためと考えられる。

## 引用文献

- 相場瑞夫：日本の地下水，第1章地下水とその性質，地球社，東京，pp. 2～11（1986）
- 植村善博・横山卓雄：琵琶湖，第1章二，地形と地層・地質，サンブライト出版，京都，pp. 39～52（1983）
- 愛知川沿岸土地改良区：県営愛知川地区事業計画の変更について，10p.（1987）
- 竹内常行：扇状地の水利と土地利用，扇状地，古今書院，東京，pp. 181～217（1971）
- 農水省近畿農政局：愛知川土地改良事業計画書（1954）
- 農水省近畿農政局：国営愛知川土地改良事業計画書（1967）
- 農水省近畿農政局：国営愛知川土地改良事業計画書（1977）
- 農水省近畿農政局愛知川農業水利事業所：愛知川事業誌，pp. 16～49（1984）
- 占井勘一：大規模用水区における施設管理の実態－愛知川地区の事例－，農土誌，56(9)，pp. 39～45（1988）

## 第3章 地下水位変動幅の空間的変動特性

### 3. 1 概 説

緒論でも述べたように，一般に，水田地帯の地下水は，非灌漑期終了付近で最低水位を取り，灌漑期に入って上昇，最高一定水位期を迎え，その後再び，非灌漑期に入り低下していくという台形的なサイクルを繰り返している。この地下水位変動は，特に代かき用水などの農業用水の需要に關与する重要な因子でといえる。また，その変動幅は地下水貯留変化量とも見なすことができ，天然の地下ダムが形成されているとみることもできる。したがって，こうした地下水位変動幅を地域的に把握することは，農業用水を管理する上にも，地下水流動を推定する上にも，きわめて重要と思われる。そこで本章では，先の愛知川地区における地下水位変動幅の分布を，地質統計学的手法であるクリッキング法を用いて推定するとともに，このとき用いるバリオグラムの異方性について，模擬データでの結果と比較しながら検討してみた。

こうしたクリッキングを用いたある特性値の空間分布構造の研究には，たとえば，透水量係数や比湧出量など帯水層特性値については，Delhomme（1979），Clifton & Neuman（1982），Ahmed & Marsily（1987）の研究，地下水位については，Gambolati & Volpi（1979），Volpi et al.（1979）の研究，透水係数，含水率，電気抵抗など土壌特性値については，Burgess & Webster（1980a;1980b），Webster & Burgess（1980），Russo & Bresler（1981；1982）の研究など数多くあるが，バリオグラムの異方性を詳しく検討したものは非常に少なく，大部分の研究が，若干の考察のもとに2次定常あるいは後述する0次のIntrinsicを仮定し，クリッキングを行ったものとなっている。

## 3. 2 理論の概略

### 3.2.1 クリッキングシステム

ある位置  $x$  における特性値を  $Z(x)$  とすると、一般にクリッキングでは、次式で表される Intrinsic 仮説が用いられる。

$$\begin{aligned} E[Z(x+h)-Z(x)] &= m(h) \\ \text{var}[Z(x+h)-Z(x)] &= 2\gamma(h) \end{aligned} \quad (3-1)$$

ここで、 $Z(x+h)$  は  $x$  から  $h$  離れた点の特性値、 $m(h)$  はドリフト (Drift)、 $\gamma(h)$  はバリオグラム (正式にはセミバリオグラム, Semi-Variogram) と呼ばれる。また、 $E[\ ]$ 、 $\text{var}[\ ]$  は、それぞれ期待値、分散をとることを意味している。

クリッキングはこの仮説の下に、特性値の空間的依存性を規定するバリオグラム  $\gamma(h)$  を求め、このバリオグラムを用いてある重みを計算し、次式で示すような重み付き平均値を求める方法である。

$$Z_0^* = \sum_{i=1}^n \lambda_i Z(x_i) \quad (3-2)$$

ここで、 $Z_0^*$  は任意の点  $x_0$  における特性値  $Z_0$  の推定値、 $n$  はデータ数、 $\lambda$  は重みを示している。この重み付き平均値は、単純な平均値より、より確かな平均値の推定値といえる。

問題は、いかに最適な  $\lambda$  を見つけるかということであり、このために以下に示すような不偏条件、最適条件の2つの制約条件が課される。

$$\text{unbiased} : E[Z_0^* - Z_0] = 0 \quad (3-3)$$

$$\text{optimal} : \text{var}[Z_0^* - Z_0] \rightarrow \min \quad (3-4)$$

0次の Intrinsic 仮説 (Marsily, 1986) を用いて  $m(h)=0$ 、すなわちドリフトが存在しないものと考え、まず、(3-2)式、(3-3)式から、推定値

が不偏であるための次のような条件式が得られる。

$$\sum_{i=1}^n \lambda_i = 1 \quad (3-5)$$

次に、この拘束条件下で(3-4)式の最小化を考えると、ラグランジェ乗数法により次式の最小化問題に帰着される。

$$\text{var}[Z_0^* - Z_0] - 2\mu \left( \sum_{i=1}^n \lambda_i - 1 \right) \rightarrow \min$$

$$E[(Z_0^* - Z_0)^2] - 2\mu \left( \sum_{i=1}^n \lambda_i - 1 \right) \rightarrow \min \quad (3-6)$$

ここで、 $\mu$  はラグランジェ乗数である。

したがって、最終的に次のようなクリッキングシステムが構築され、

$$\sum_{i=1}^n \lambda_i \gamma_{ij} + \mu = \gamma_{j0} \quad j=1, 2, \dots, n \quad (3-7)$$

$$\sum_{i=1}^n \lambda_i = 1$$

ただし、 $\gamma_{ij} = \gamma(x_i - x_j)$

この連立方程式を解くことにより  $\lambda$  が求められるわけである。

さらに、 $\lambda$ 、 $\mu$  を用いると、点  $x_0$  におけるクリッキング分散が次式から得られる。

$$\sigma_k^2 = \sum_{i=1}^n \lambda_i \gamma_{i0} + \mu \quad (3-8)$$

これは、推定点における  $Z_0^*$  の誤差の尺度を表すものであり、実測値のバラツキを表す分散とは本質的に異なる (筑紫ほか, 1987)。

また、ここで用いられるバリオグラムは、次式で表される raw バリオグラムをたとえば Fig. 3-1 で示されるような適合関数で近似したものであ



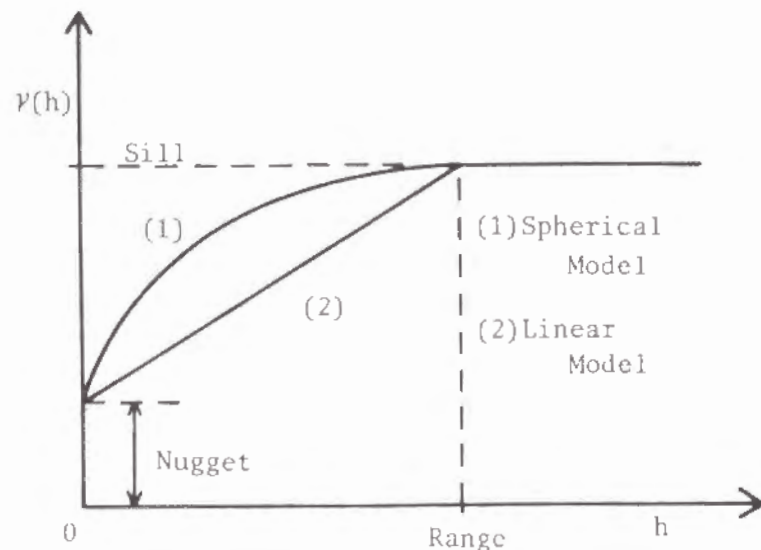


Fig. 3-1 バリオグラムの一般的形状  
General function for a variogram

る。

$$\gamma(h) = \frac{\sum_{i=1}^{N(h)} \{Z(x_i+h) - Z(x_i)\}^2}{2N(h)} \quad (3-9)$$

ここで、 $h$ は2測点間の距離、 $Z(x_i)$ は $x_i$ 地点での測定値、 $N(h)$ は $h$ だけ離れた測点の組合せ数である。

Fig. 3-1に見られるように、バリオグラムの構造特性は一般に、Nugget, Sill, Rangeという指標で表される。Nuggetは、 $h=0$ のときの原点からのズレであり、理論的には存在しないはずであるが、実際にrawバリオグラムを適合関数で近似すると $\gamma(0)=0$ とならない場合がある。これは、おもにデータの測定誤差と測定間隔の粗さに起因するものである。すなわち、Nuggetは測定に関する誤差の1つの指標と考えられる。一方、Sillは、 $h$ が増加するにつれて $\gamma(h)$ がある値に安定する場合のその安定値を指し、このSillに達したと思われる距離 $h$ が、Rangeと呼ばれている。Sillはデータのばらつきの大きさを表す指標（データが2次定常であれば、Sillはその分散に等しい）と考えられ、また、Rangeは互いに相関のある測定点の

範囲を表すものとされている。たとえば、ホワイトノイズなど純粋にランダムなデータは、 $h=0$ でない限り何の相関も持たないためバリオグラムは $h$ 軸に平行になり、Rangeはほぼ0ということになる。

ところで、先の(3-7)式は、領域内のある地点における特性値を推定するためのものであるが、問題によってはよりマクロに、地域を代表する平均的な値が必要になる場合もある。この場合は、(3-7)式中の $\gamma_{ij}$ の代わりに次式で表される $\gamma_{js}$ を用いればよい(Delhomme, 1978)。

$$\gamma_{js} = \frac{1}{S} \int_s \gamma(x_i - x) dx \quad (3-10)$$

ここで、 $S$ は領域の面積である。

### 3.2.2 Moving Neighborhood

クリッキングシステムの計算に領域内の全データを用い、領域全体を1つの隣接領域(Neighborhood)として扱う方法は、Unique Neighborhoodと呼ばれる。これに対して、ある点での特性値を推定する場合に、その点のまわりの限られたいくつかのデータ点だけを考慮する方法を、Moving Neighborhoodという。これに関して、Delhomme(1978)は推定点の近隣にある10~20程度のデータ点を用いればよいとしている。この方法は、計算機の処理能力を考えれば有効な方法であるといえるが、近隣の範囲を決定する客観的な判断基準が必要になる。現在のところ、決定的な判断基準はまだ確立されていない。

### 3.2.3 モデルの妥当性の検定

クリッキング計算に用いた様々な仮定（たとえば、2次定常仮定、バリオグラムの構造推定など）の妥当性、すなわち、構築したクリッキングモデルの妥当性を検討するためには、以下に示すような変換誤差 $Me$ 、変換分散 $\sigma_k^2$ を用いるのがよいとされている。

$$Me = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n [Z^*(x_i) - Z(x_i)] \quad (3-11)$$

$$\sigma_R^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n [\{Z^*(x_i) - Z(x_i)\} / \sigma_k(x_i)]^2 \quad (3-12)$$

ただし、ここでのnはデータ点の数である。

すなわち、モデルの妥当性をチェックするためには、ある既知のデータ点を取り除き、残りのデータ点を用いて取り除いた点での値をクリッキング推定し、これを全データ点について繰り返した後、変換誤差、変換分散を求めるわけである。もし推定値が過小評価、過大評価のいずれにも偏っていなければ、 $Me=0$ 、 $\sigma_R^2=1$ の理想値となるはずである。

### 3.3 模擬データによるバリオグラムの異方性

通常用いられるバリオグラムは、確率場が等方性の場合のものが多いが、実際にはこの等方性が想定される理由はない。ここでは、ドリフトを持つ模擬データを用いて、バリオグラムの異方性とクリッキング誤差を検討してみた。

仮想領域を東西(E-W)、南北(N-S)方向25kmずつの正方形と考え、各辺を10等分する方眼メッシュの格子点をデータ点、各メッシュの中央点を推定点とした。東西方向に0m~10mの線形なドリフトが存在する(南北方向には無し)ものとし、これに平均値0m、標準偏差0.25m、0.5m、1.0mのノイズを与えて、地下水位変動幅の模擬データとした。

このデータを用いたときの全体のバリオグラムの例を、ノイズ標準偏差0.5mの場合について Fig. 3-2 に示す。ただし、hのlag間隔は測定点間距離の最大値を25分割した1.4kmである。図中の破線は近似値であり、ここでは  $\gamma(h) = \omega h^\beta$  の関数型を適用している。各パラメータの値および近似値との相関係数Rは、図に示すとおりである。この図から全体のバリオグラムは、比較的きれいな放物型をしていることがわかる。

次にN-S、E-W、NE-SW、NW-SEの方向別にバリオグラムを求めた(し

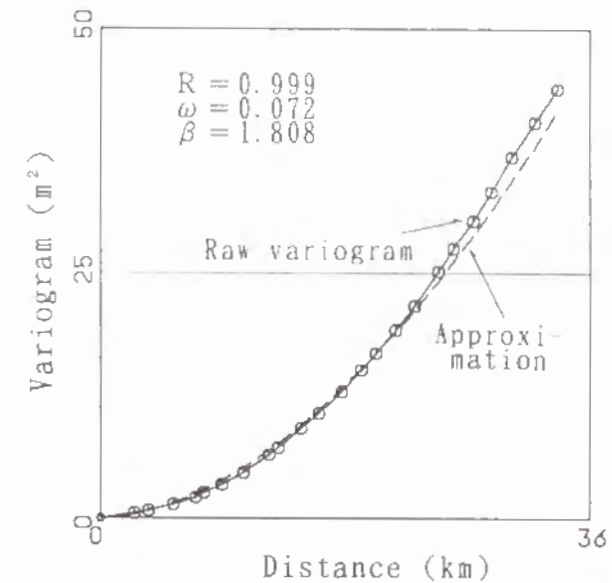


Fig. 3-2 模擬データの全体バリオグラム (ノイズ標準偏差0.5m)

Global variogram of simulated data (noise standard deviation 0.5m)

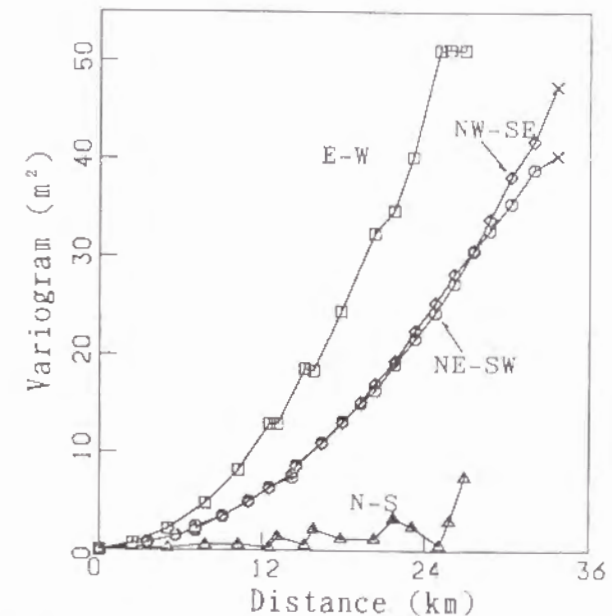


Fig. 3-3 模擬データの4方向別バリオグラム (ノイズ標準偏差0.5m)

Variograms of simulated data for four principal directions (noise standard deviation 0.5m)



たがって、lag 角度\*は45度)例を、ノイズ標準偏差0.5mについて Fig. 3-3 に示す。図中の×印は組合せ数が少ないため参考値であることを意味する(後に示す Fig. 3-5, Fig. 3-6 についても同様)。この図より明らかに方向別にバリオグラムの構造が違ってくる。

ここで、ドリフトを無視し、全体のバリオグラムを用いてIntrinsic仮説(0次)の下で各模擬データについてクリッキングを行った。結果として得られた、変換誤差、変換分散を Table 3-1 にまとめている。ノイズのない場合はドリフトを考慮していなくてもデータ値と推定値がすべて一致し、両者とも値は0 になってしまった。その他については、変換誤差はともかく変換分散が非常に大きな値となっており、仮定に無理があることを示している。また、ノイズの標準偏差が大きくなるにつれて変換分散は減少し1 に近づいているが、これは、ノイズが大きくなるほどドリフトの影響が相対的に小さくなり、0次のIntrinsic仮説が成立する方向に向かう

Table 3 1 ノイズと変換誤差、変換分散

Errors and variances calculated by eq.(3-11) and eq.(3-12), respectively, for linear drift data with noises having zero-mean and various standard deviations (when using global variograms)

ノイズ標準偏差 (m)	変換誤差 (m)	変換分散
0.	0.	0.
0.25	-0.0052	7.05
0.5	0.0092	6.29
1.0	-0.0132	4.72

\* ここでいうlag角度とは、距離に対するlag間隔と同様に、角度のlag間隔のことを意味し、方位を何度毎に等分して割り振るかを示すものである。たとえば、主方向がN-S, E-Wの2つの場合は、方位はNW-SE, NE-SWで分割され(主方向に対して±45度、すなわちlag角度90度)、各範囲内の方向を持つ測定点のペアがその主方向のバリオグラムの計算に用いられる。

ためと考えられる。

### 3. 4 観測値によるバリオグラムの異方性

#### 3.4.1 基礎資料

Fig. 3-4 に示すように対象領域に74の観測点、58の推定点のクリッキング網を設定した。この領域は、前章でも述べたように国営の愛知川農業水利事業地区にほぼ対応しており、約12,000haの面積を有している。また、領域の大部分は愛知川によって形成された扇状地から成っており、その愛知川は領域のほぼ中央部を南東から北西方向に向って流れている。この地区の詳細については、吉井(1984)や堀野ら(1989)によって農業用利水状況を中心にまとめられている。

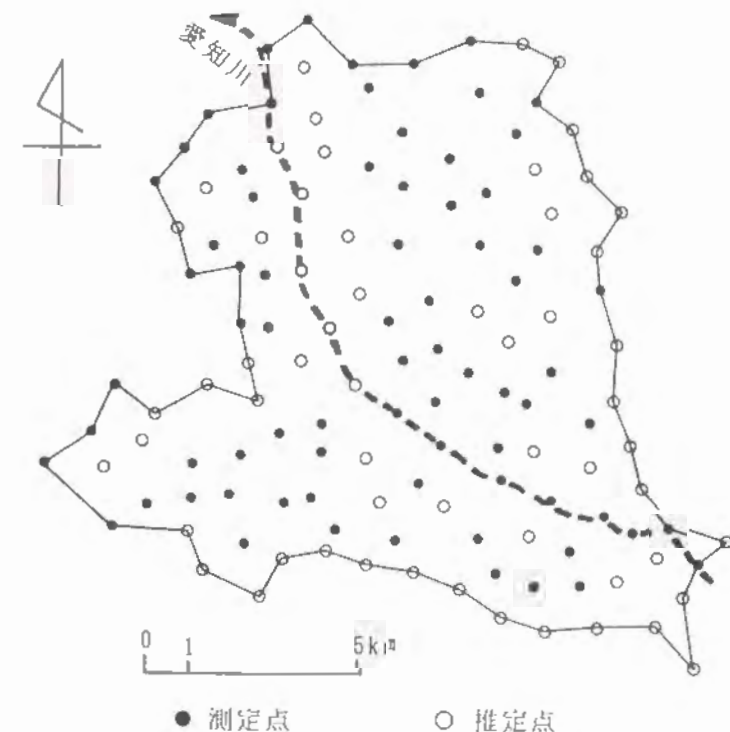


Fig. 3-4 領域内の観測点、推定点

Distribution of observation points and kriged points

Fig. 3-4 中の●印で示した各観測点に位置する観測井では、約1カ月間隔で地下水位が測定されているが、このうち1985年2月20日、1986年2月24日、1987年3月2日の地下水位と、それぞれの年の灌漑期平均の地下水位の差(変動幅)をデータとして各点に与えた。実際には、最低水位をとる時期は観測井によって若干異なるが、大半の井戸で上記の頃に最低値をとること、また最低値にならない井戸においても最低値との間に大差がないことから上記の値を採用した。

観測値の平均と分散は、それぞれ、1985年については1.73m, 3.53m<sup>2</sup>、1986年については1.99m, 4.10m<sup>2</sup>、1987年については1.67m, 3.16m<sup>2</sup>であった。

### 3.4.2 方向別バリオグラム

上で示したデータにより、バリオグラムの異方性を検討した。Fig. 3-3と同様の4方向についてのrawバリオグラム(lag角度は45度)を、1986年を例としてFig. 3-5に示す。ただし、ここでのlag間隔は、観測点間の最大距離を20分割した770mである。この図ではFig. 3-3のような明確な違いはみられず、立ち上がり3~4km付近まではほぼ同様の傾向にあることがわかる。ただし、北西-南東(NW-SE)の方向(ほぼ愛知川の流れの方向)ではlag距離hが大きくなるにつれて、他の方向との違いが現われてきており、概括的にいえば、異方性があることから判断して、ドリフトが若干存在することを示唆している。

Fig. 3-6には、同様に2方向に分類したバリオグラム(E-W・N-Sの場合とNE-SW・NW-SEの場合)の例を1986年について示す。したがって、ここではlag角度は90度になる。図中の破線および1点鎖線は、rawバリオグラムの近似曲線であり、Fig. 3-1の(1)で示したような次式で表されるSphericalタイプを適用している。

$$\gamma(h) = \begin{cases} \omega \left( \frac{3}{2} \cdot \frac{h}{a} - \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{h}{a} \right)^3 \right) & , h \leq a \\ \omega & , h > a \end{cases} \quad (3-13)$$

ただし、 $\omega$ はSill,  $a$ はRangeである。

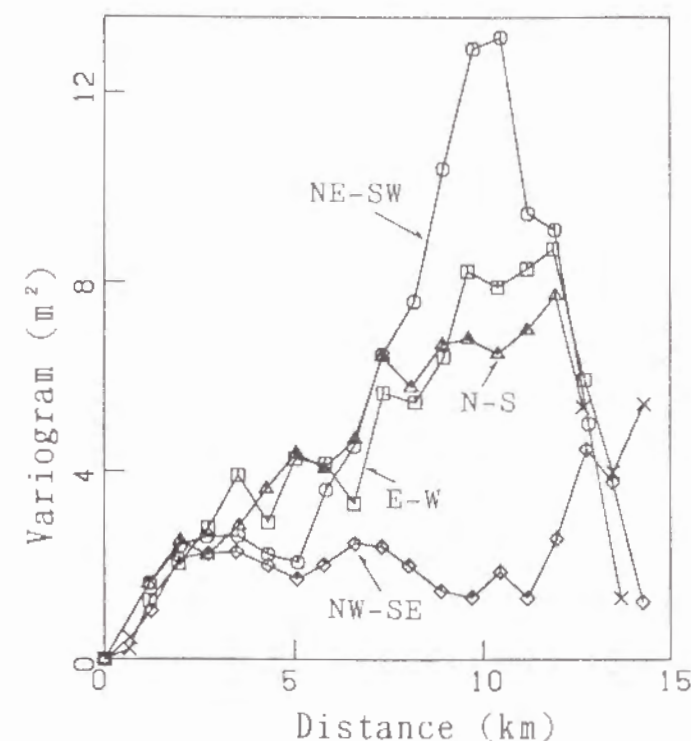
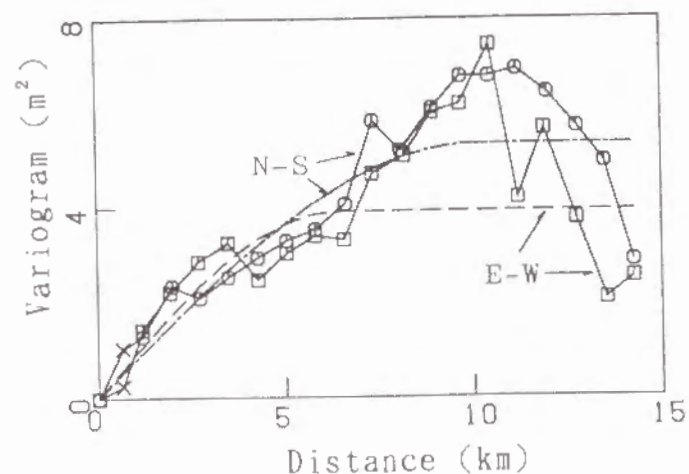
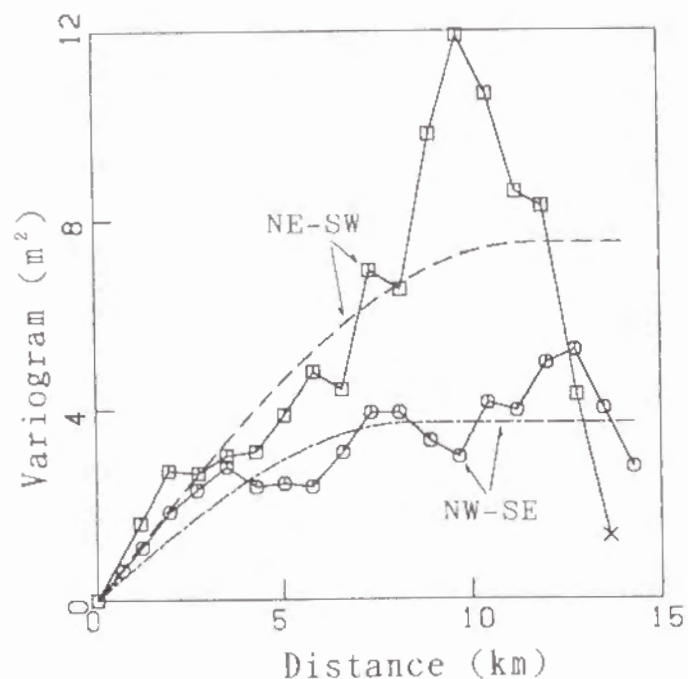


Fig. 3-5 地下水位変動幅の4方向別バリオグラム(1986年)  
Variograms of groundwater level fluctuation for the four principal directions (in 1986)



(a) E-W・N-S



(b) NE-SW・NW-SE

Fig. 3-6 地下水位変動幅の2方向別バリオグラム(1986年)  
Variograms of groundwater level fluctuation for the two principal directions (in 1986)

透水係数や含水率などの土壌特性値は、一般に小さな容積のサンプルから測定されることが多く、実際にその地点周辺の特性をどこまで代表しているか把握し難い。また、透水量係数も含めこうした土質・地質に関わる特性値は、測定上の誤差も比較的大きいものと考えられる。したがって、測定点間でデータ値の変動が激しく、Nugget効果が大きくなりやすいといえる。これに対して地下水位は、点データとしての代表性に優れ、また測定上の誤差も少ないため、Nugget効果は非常に小さいと思われる。そこでここでは、Nuggetを0としてSillとRangeだけを考え、これをPowellの共役方向法(小林・丸山, 1976; 堀野, 1992)によって最適化して、近似バリオグラムを決定した\*。これらのパラメータの決定結果(1986年)については、Fig. 3-5での4方向のものおよびFig. 3-7の全体のものも含めてTable 3-2に示してある(Rは相関係数)。

Table 3-2 各パラメータ値と相関係数  
Parameters of spherical models and correlation coefficients of raw variograms and the models in various principal directions (in 1986)

方向数	方向	Sill(m <sup>2</sup> )	Range(km)	R
1	---	4.86	9.08	0.87
2	E-W	3.92	6.41	0.69
	N-S	5.35	10.05	0.89
2	NE-SW	7.51	11.42	0.85
	NW-SE	3.72	8.30	0.88
4	E-W	7.53	13.56	0.94
	NE-SW	9.09	16.46	0.82
	N-S	7.21	12.34	0.98
	NW-SE	1.95	2.73	0.57

\* rawバリオグラムとSpherical型モデルによる算定値の差が最小となるように、ここで示した最適化手法によって、Sill, Rangeを決定した。なお、評価関数には $\chi^2$ -基準を用いた。

Fig. 3-6 から、E-W・N-Sの分類では、lag距離10km付近までrawバリオグラムの違いが見られず、異方性が無視できることがわかる。しかし、NE-SW・NW-SEの分類では、lag距離3km余りで違いが見えはじめ、異方性の存在が明らかであると考えられる。やはり、愛知川の流れに沿う方向では、他とは異なる特性値（地下水位変動幅）の相関性が存在するようになる。このような傾向は、他の年についても全く同様であった。

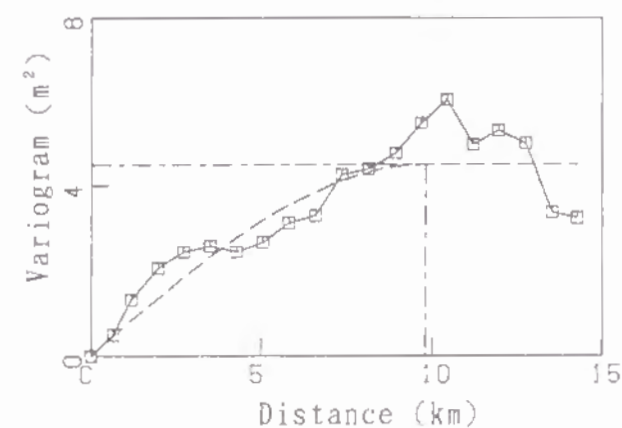
次に Table 3 2 のパラメータをみると、Rangeは2方向、4方向ともにNW-SE方向で小さな値をとり、これに直交するNE-SW方向で大きな値をとっている。Sillについても、同様にNW-SE方向で小さく、NE-SW方向で大きい傾向がみられる。これは、NW-SE方向では、特性値の変動は小さいが相関性がすぐに消えてしまうのに対して、NE-SW方向では、逆に特性値の変動は大きい、相関性が遠くにまで及んでいることを表しているものといえる。

### 3. 5 地下水位変動幅のクリッキング

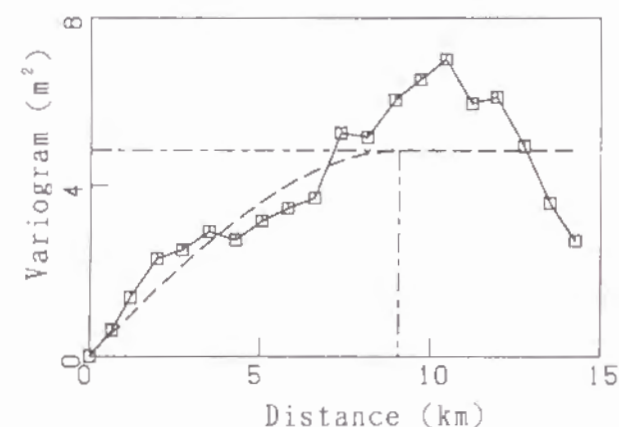
本来地下水位はドリフト性が卓越しており、たとえば地表面の形状に近い形で存在していると考えられているが、ここでは、水位差を対象としているため、ある程度ドリフトが相殺されるものと思われる。また、先に行った異方性の検討からも、4方向のうち1方向を除いてバリオグラムの構造に明確な差が見られない。そこで、ここでは、0次のIntrinsic仮説の下で、愛知川地区における地下水位変動幅のクリッキングを行った。もちろん、より現実的に地下水位変動幅の詳細な分布を把握するためには、方向別バリオグラムを考慮したクリッキングを行うべきであるが、領域内の分布の傾向や領域全体でのマクロな平均変動幅の推定を目的とするならば、上述の仮説下のクリッキングで十分であると考えた。

#### 3. 5. 1 バリオグラム

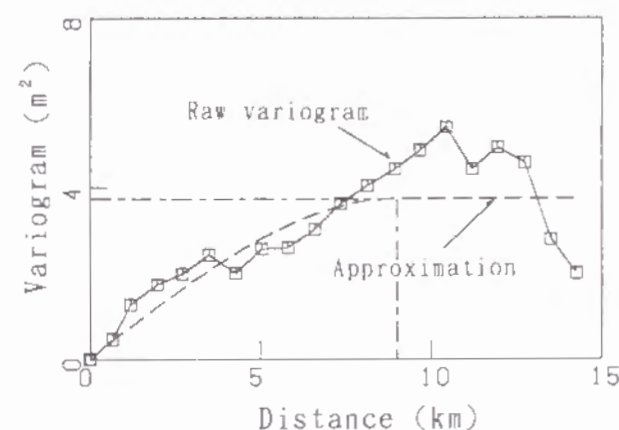
Fig. 3-7 に1985年～1987年の全体のバリオグラムを示す。図中の破線



(a) 1985年



(b) 1986年



(c) 1987年

Fig. 3 7 地下水位変動幅の全体のバリオグラム  
Global variogram of groundwater level fluctuation



は Fig. 3-6 と同じく(3-13)式で示すSpherical型の近似曲線を表し、先と同様にNugget効果は無いものとし、Sill, Rangeを最適手法で求めている。また、lag間隔についても3, 4と同様にした。1985年では、rawバリオグラムと近似曲線の相関係数(R)は0.91, Sillは4.51m<sup>2</sup>, Rangeは9.82kmとなったが、1986年でも、それぞれ0.87, 4.86m<sup>2</sup>, 9.08km, 1987年についても、それぞれ0.86, 3.76m<sup>2</sup>, 9.02kmとほぼ同様の値が得られた。現象が先の仮説通りであるとすれば、Sillはデータの分散にほぼ一致するはずであるが、実際はSillの方が若干大きくなっている。また、各年ともRangeを越えた辺りから、rawバリオグラムと近似バリオグラムのズレが大きくなり相関が低下しているが、lag距離hが大きくなるにつれ、結果として得られる重みが著しく小さくなることから、推定値にはそれほど影響しないと考えられる。

### 3.5.2 クリッキング結果

まず、観測値のみを用いて、局所的に2次の多項式補間を行った場合の地下水位変動幅分布を、1986年を例に Fig. 3-8 に示す。次にクリッキングによる結果の一例を、同じく1986年について Fig. 3-9 に示す。ここでは、局所的2次関数補間の影響により、両者の差は明確には現れておらず、分布を示すだけであれば両法の優劣は決定し難い。しかしながら、前者のような純幾何学的方法では、推定値の信頼性など有益な付加情報を得ることはできない。

Fig. 3-10 には、1986年のクリッキング標準偏差の分布を示す。この図より、南東の端部でクリッキングによる誤差が大きいことがわかり、今後もし観測点を追加するのであれば、この辺りに観測井を設けることが望ましいと考えられる。ちなみに、このようなマップを作成することは、観測点の最適配置を目的とした場合、不規則な観測点の領域では有効であるが、規則メッシュで組まれたような観測点の領域では、次の観測点の最適位置がメッシュの中央であることは明らかであるため、あまり意味がない。

ここで Fig. 3-9 の地下水位変動幅の分布を見ると、南西部に行くほど

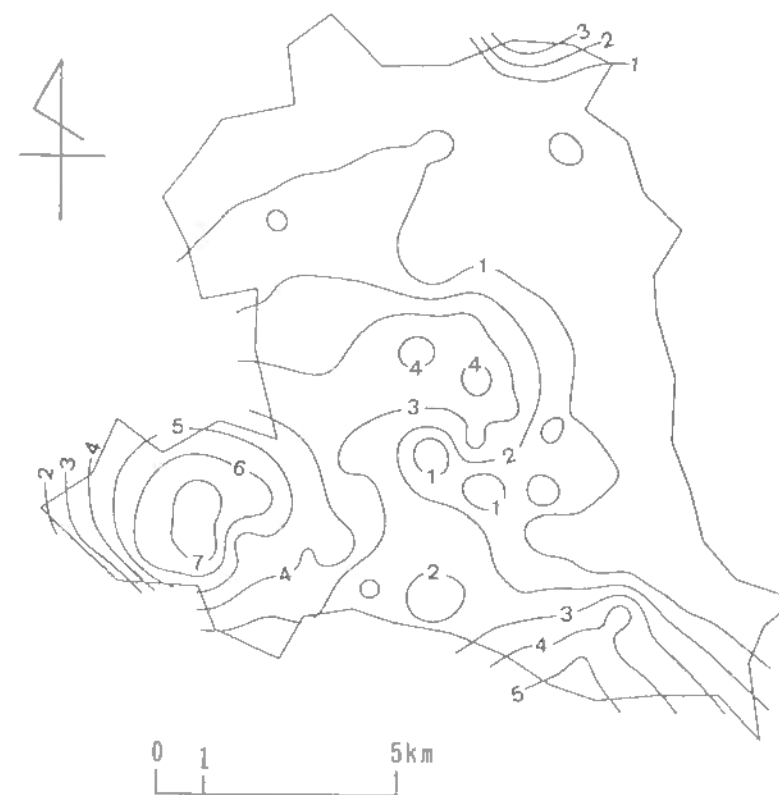


Fig. 3-8 観測値による地下水変動幅分布 (1986年, 単位:m)

Distribution of groundwater level fluctuation using only observation data (in 1986, unit:m)



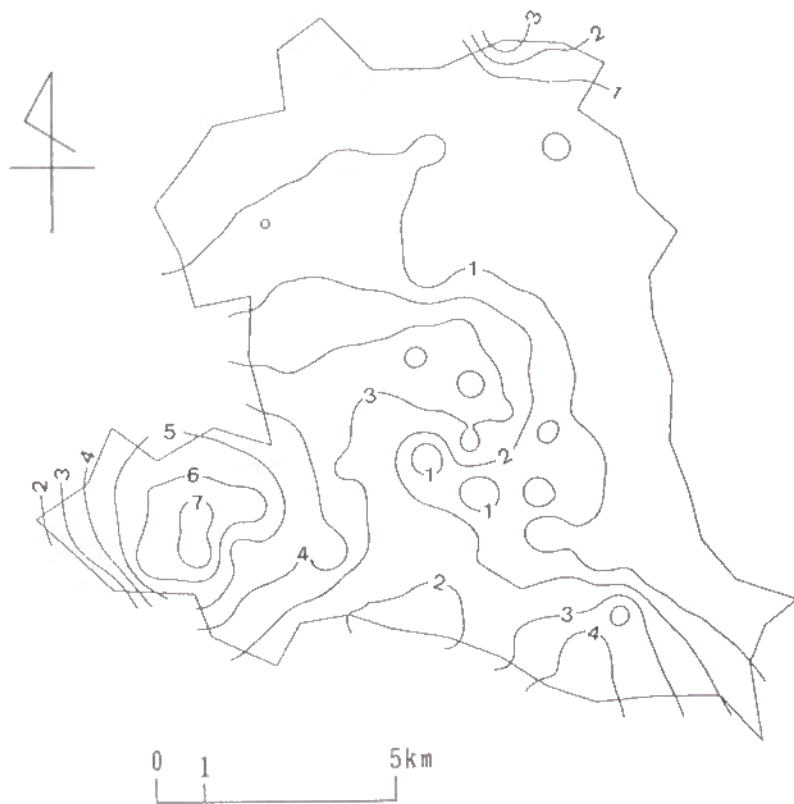


Fig. 3-9 クリッキングによる地下水変動幅分布 (1986年, 単位:m)  
Distribution of groundwater level fluctuation by kriging (in 1986, unit:m)

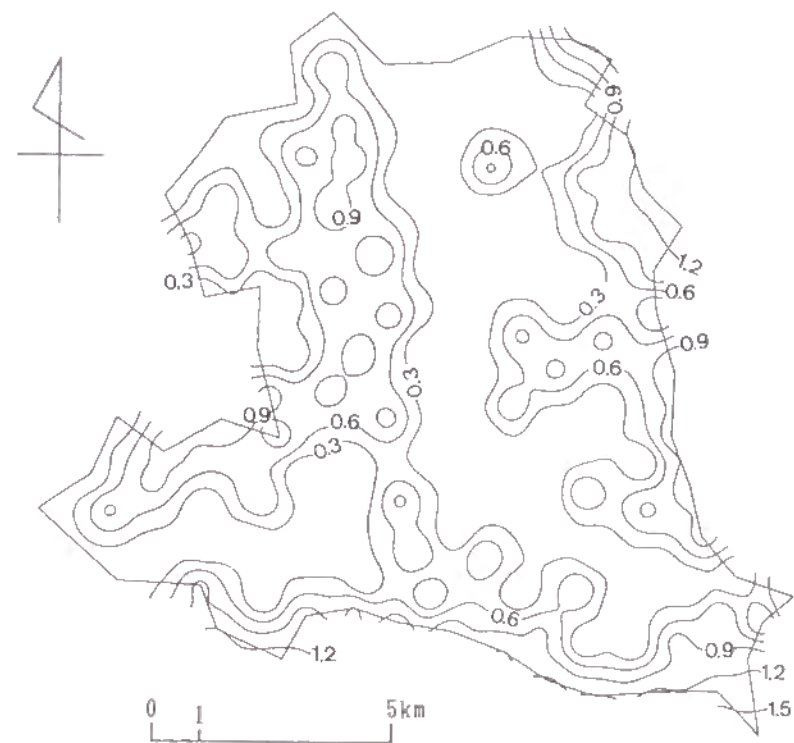


Fig. 3-10 クリッキング標準偏差の分布 (1986年, 単位:m)  
Distribution of kriging standard deviations (in 1986, unit:m)

変動幅が大きくなっており、最大で7m以上にも達するところがある。すなわち、この南西部領域では、灌漑・非灌漑期での地下水流動に大きな差があることが推測され、地区内でも特異な領域となっていることがわかる。(3-10)式を用いて得られた地区内全体をクリッキングした変動幅の平均値は、1985年、1986年、1987年で、それぞれ1.70m、1.99m、1.73mとなり、先に示した観測値の算術平均とは若干異なっている。すなわち、地区全体を平均化したときこれらの大きさの水位変動があり、その分だけの地下水貯留量変化が生じると考えられるわけである。次章では、この地区の貯留係数をシミュレーションによって推定し、この地下水貯留量変化を概算する予定である。

ここでのクリッキングモデルをチェックするために、先に示した変換誤差および変換分散を算定したところ、1985年～1987年において、変換誤差は-0.03m～-0.02m、変換分散は1.5～1.6程度となった。これは、それぞれの理想値0、1と比較すると、変換分散が若干大きな値を示しているが、Table 3-1に示した値と比較すると、はるかに理想値に近いといえる。また、rawバリオグラムの近似から得られたRangeを隣接半径としたMoving Neighborhoodによるクリッキングも行ったところ、同じ3年分で、変換誤差-0.05m～-0.03m、変換分散1.5～1.7という結果が得られた。精度の向上は特にみられないが、計算時間は若干短縮させることができた。

今回さらに、クリッキングシステムでのみ1次、2次のドリフトを考慮した場合についても試算してみたが、全体のクリッキング分散はむしろ大きくなってしまった。これは、当然ではあるが、バリオグラムの推定において、予めドリフトを考慮する必要があることを示している。

### 3.6 結 語

これまで、FEMなどの物理モデルでは、ある種のパラメータは各要素（小領域）あるいはブロック内の局所的平均値としてみられ、パラメータの分布法則として何の仮定も設けられないことが多かった。これに対して、空間上に展開するある構造を持った現象の代表変数（Marsily, 1984）い

わゆる「Regionalized Variable」の理論を基に展開されたクリッキングは、空間特性の研究に有効な方法であると考えられる。地下水分野においては、非定常解析のための初期水位設定や逆問題への適用（Yeh et al., 1983；古市・林田, 1989）など、物理モデルによる解析のための有効な道具としても利用されている。

また、クリッキングは、単にここで示したような、ある領域の物理モデルにおけるパラメータのデータ補間や測定点の最適配置決定を行う場合に有用であるだけでなく、データのフィルタリングも行うことができる。すなわち、Nuggetが存在するデータをクリッキングによってフィルター操作し、これを物理モデルに利用することによって、より現象を明確にすることができる。

本章の最後に、ここで得られた愛知川地区における地下水位変動幅についての知見をまとめると以下のようになる。

- ① 4方向（E-W, NE-SW, N-S, NW-SE）のうち、愛知川の流れの方向であるNW-SEにおいて、地下水位変動幅は特異な相関構造を持っているが、他の3方向については類似した相関構造となっている。
- ② バリオグラムの立ち上がり付近だけを見れば、4方向とも明確な差は現れない。したがって、①と合わせ考えれば、領域内の詳細な地下水位の変動分布を必要としない限り、特に異方性を考慮する必要はない。
- ③ 地下水位変動幅は愛知川の左岸側で大きく、特に左岸側の扇端部付近では7m以上にも達する地点も見られる。
- ④ 地区全体としての平均年間地下水位変動幅は、およそ1.8mと推定される。

### 引用文献

- 小林慎太郎・丸山利輔（1976）：Powellの共役方向法によるタンクモデル定数の探索，農業土木学会論文集，65，pp.42-47.
- 筑紫二郎・矢野友久・河野 洋（1987）：砂丘地の土壌特性値の空間変動に対するKriging法の適用性，農業土木学会論文集，127，pp.35-42.
- 古市 徹・林田貴範（1989）：地下水汚染予測のための逆問題，地下水学

会誌, 31(1), pp.45-55.

堀野治彦 (1992): 地下水数値計算法(15), パウエル法によるパラメータ  
同定問題, 地下水学会誌, 34(1), pp.31-40.

堀野治彦・渡辺紹裕・丸山利輔 (1989): 農業用水利用における地下水の  
役割に関する実証的研究, 農業土木学会論文集, 144, pp.9-16.

吉井勘一 (1984): 現場管理からみた大規模用水計画とその節水について,  
農業土木学会誌, 52(8), pp.33-41.

Ahmed, S., and G. de Marsily (1987): Comparison of geostatistical  
methods for estimating transmissivity using data on  
transmissivity and specific capacity, Water Resour. Res., 23, pp.  
1717-1737.

Burgess, T.M., and R. Webster (1980a): Optimal interpolation and  
isarithmic mapping of soil properties, I. The semivariogram and  
punctual kriging, J. Soil Sci., 31, pp.315-331.

Burgess, T.M., and R. Webster (1980b): Optimal interpolation and  
isarithmic mapping of soil properties, II. Block kriging, J. Soil  
Sci., 31, pp.333-341.

Clifton, P.M., and S.P. Neuman (1982): Effect of kriging and inverse  
modeling on conditional simulation of the Avra Valley Aquifer in  
Southern Arizona, Water Resour. Res., 18, pp.1215-1234.

Delhomme, J.P. (1978): Kriging in hydrosociences, Advan. Water Resour.,  
1, pp.251-266.

Delhomme, J.P. (1979): Spatial variability and uncertainty in  
groundwater flow parameters: A geostatistical approach, Water  
Resour. Res., 15, pp.269-280.

Gambolati, G., and G. Volpi (1979): Groundwater contour mapping in  
Venice by stochastic interpolators, I. Theory, Water Resour. Res.,  
15, pp.281-290.

Marsily, G. de (1984): Spatial variability of properties in porous  
media: A stochastic approach, Fundamentals of transport phenomena

in porous media, edited by J. Bear and M.Y. Corapcioglu, Martinus  
Nijhoff Publishers, Dordrecht, pp.719-769.

Marsily, G. de (1986): Quantitative hydrogeology, Academic Press,  
pp.284-337.

Russo, D., and E. Bresler (1981): Soil hydraulic properties as  
stochastic processes: I. An analysis of field spatial variability,  
Soil Sci. Soc. Am. J., 45, pp.682-687.

Russo, D., and E. Bresler (1982): Soil hydraulic properties as  
stochastic processes: II. Errors of estimates in a heterogeneous  
field, Soil Sci. Soc. Am. J., 46, pp.20-26.

Volpi, G., G. Gambolati, L. Carbognin, P. Gatto, and G. Mozzi (1979)  
: Groundwater contour mapping in Venice by stochastic  
interpolators, 2. Results, Water Resour. Res., 15, pp.291-297.

Webster, R., and T.M. Burgess (1980): Optimal interpolation and  
isarithmic mapping of soil properties, III. Changing drift and  
universal kriging, J. Soil Sci., 31, pp.505-524.

Yeh, W.W.G., Y.S. Yoon, and K.S. Lee (1983): Aquifer parameter  
identification with kriging and optimum parameterization, Water  
Resour. Res., 19, pp.225-233.



## 第4章 地下水貯留量変化と逓減特性

### 4.1 概説

農業用水のための水資源開発には、主にダム（貯水池）によるものと地下水によるものが考えられる。両者は、用水を供給するという点では同一であるが、それぞれの機能特性を考えるとその意味は大きく異なってくる。第2章では、水田地帯である愛知川扇状地の地下水が、水田灌漑においては、中間貯留施設的な役割を果たし、灌漑ピークの時間的調整に役立っていることを推論した。しかも、この地下水利用は、循環的水利用に属し、地下水利用量を増加させても、基本的には循環速度が速くなるのみで、地下水位変動には大きな変化が無いことも明らかにした。

本章では、同じく愛知川扇状地を事例として、このような地下水の役割をより明確にすることを試みる。すなわち、具体的には、貯留量を評価するための貯留係数や、地下水の漏出速度を評価するための逓減係数を推定し、これらの地区代表値から、本扇状地を1つの地下水の容器とみなした場合の地下水貯留変化量およびマクロな循環特性を検討する。

### 4.2 水理地質の概要

地形の概要は第2章に譲り、ここでは地層の水理的特性について述べる。

この地区には多くの井戸が分布しているが、これらの井戸における地下水汲み上げの容易さを示す指標として、比湧出量を取り上げて整理すると、Fig. 4-1 のようになる。比湧出量は、地下水の揚水量( $m^3/s$ )をその揚水による地下水位の低下量( $m$ )で割ったもので、井戸周辺の地下水流動に対する抵抗が小さいほどこの値は大きくなる。Thiem 式を適用し、影響半径を井戸半径の1,000倍と考えると、この値はほぼ透水量係数に対応することになる\*。Fig. 4-1 より、比湧出量は愛知川扇状地下流部および自然

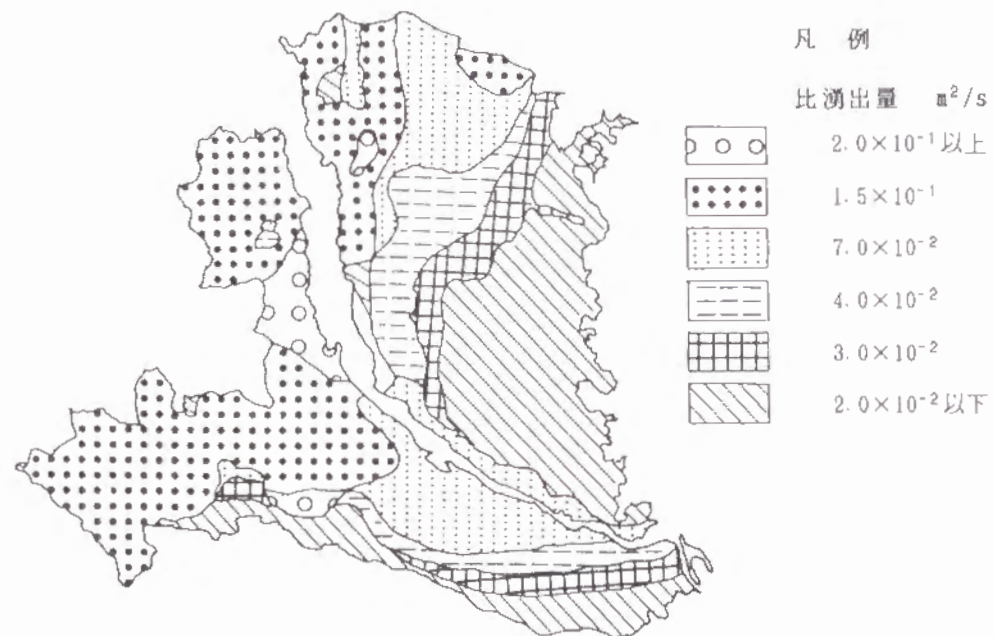


Fig. 4-1 比湧出量分布  
Distribution of specific capacities

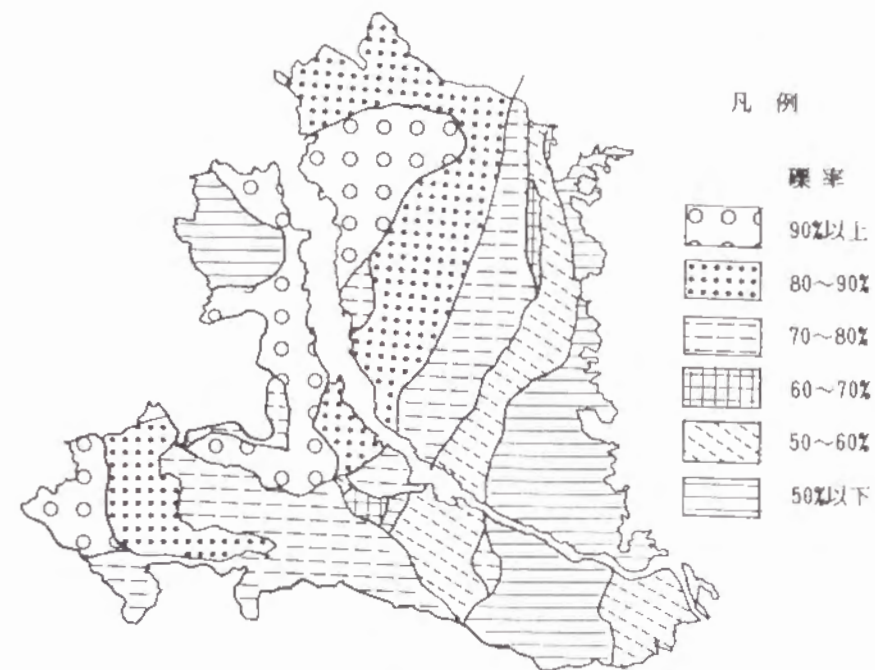


Fig. 4-2 古琵琶湖層の礫含有率分布  
Distribution of gravel contents in Kobiwako Group

(前ページ) \* 被圧, 不圧地下水を問わず透水量係数 $T$ について, Thiem式では最終的に次式が得られる。

$$T = \frac{2.3 \log R_e / r_o \cdot QP}{2 \pi s}$$

$R_e$ : 影響半径     $r_o$ : 井戸半径  
 $QP$ : 揚水量     $s$ : 水位低下

したがって,  $R_e / r_o = 1,000$ と考えれば,  $T \approx QP/s$ となり, 比湧出量がほぼ透水量係数に対応することになる。

堤防地帯あたりで大きくなっているが、南東から北西にかけて流れる愛知川の、特に右岸段丘上ではかなり小さい値となっている。また、Fig. 4-2には、古琵琶湖層の礫含有率分布を示してあるが、礫率が80%以上の高い地域では比湧出率も大きくなっている。全般的にみても、比湧出量は、この地区の下層に埋没している古琵琶湖層の特性に依存する傾向にある。

### 4.3 地下水流動シミュレーションとモデル定数

本地区の帯水層定数である透水量係数、貯留係数などを求めるために、地下水流動シミュレーションを行う。

#### 4.3.1 地下水流動の基礎式と有限要素法

##### (1) 地下水収支式と流動・貯留

対象領域を1つの器と考え、地下水収支式を考えると次式が得られる。

$$R + V + E - QP = SS \quad (4-1)$$

ただし、Rは降雨による地下水涵養量、Eは地区外からの流入量、Vは水田からの深部浸透量、QPは揚水量、SSは貯留量変化を表す。

ここで、R、V、QPをまとめて $\varepsilon$ とし、上式に運動方程式を組み合わせると、地下水流動を表す基礎方程式は次のようになる。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[ T \frac{\partial h}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ T \frac{\partial h}{\partial y} \right] + \varepsilon = S \frac{\partial h}{\partial t} \quad (4-2)$$

ただし、初期条件  $h = h_0(x, y)$

境界条件 定流量境界:  $\partial h / \partial n = C$  (定数)

定圧境界:  $h = h_b$

であり、ここに、 $h$ は地下水位、 $T$ は透水量係数、 $S$ は貯留係数、 $h_0$ は初期水位、 $h_b$ は境界水位、 $\varepsilon$ は垂直涵養量 ( $=R+V-QP$ ) を意味する。

以下の解析では、地下水位の変化によって透水量係数は変化しないもの、

すなわち $T$ は時間に無関係な変数とした\*。実際帯水層が厚い場合、透水量係数は時間によってそれほど変化しない。

$\varepsilon$ については、Rは近江八幡の気象データを用い、Vは第2章でも示したように、地区内の15地点に設置した減水深計データおよび9地点での減水深集中観測データから推定した。また、QPはポンプの口径、動力、消費電力量をもとに算定した。

##### (2) 有限要素法による近似

(4-2)式を数値的に解くために有限要素法を用いた。ガラーキン法を用いて有限要素法の定式化を行うと、最終的に次のようなマトリックス方程式で書き表される。

$$[S] \{ \partial h / \partial t \} + [P] \{ h \} = \{ F \} \quad (4-3)$$

ここに、

$$S_{ij} = \iint_R S N_i N_j dx dy \quad (4-4)$$

$$P_{ij} = \iint_R T \left[ \frac{\partial N_i}{\partial x} \cdot \frac{\partial N_j}{\partial x} + \frac{\partial N_i}{\partial y} \cdot \frac{\partial N_j}{\partial y} \right] dx dy \quad (4-5)$$

$$F_i = \iint_R N_i \varepsilon dx dy \quad (4-6)$$

である。ただし、 $N (=N(x, y))$ は各節点の水位から領域の水位を内挿する形状関数である。(4-3)式は時間による偏微分項を含んでいるが、これについてはCrank-Nicolsonの陰解差分スキーム (Pinder & Gray, 1977) を適用した。

\* この地区では、基盤岩までが非常に深く、ボーリング資料 (堀野ほか, 1989) からブロック1 (Fig. 4-6 参照) での平均帯水層厚さは、100m以上に及ぶと考えられる。地下水位の変動は後述のように大きくても数mであり、これに伴う $T$ の誤差は数%以内であると思われる。また、ブロック2では帯水層厚さは小さいが、地下水位変動幅も小さいため、 $T$ の誤差はほとんど無視し得る程度であるといえる。



### (3) 要素区分

有限要素法を適用するためには、まず解析領域を基本となるいくつかの要素に分割しなければならない。そこで、Fig. 4-3 に示すように132節点、212要素の三角要素網を組んだ。要素分割に際しては、淀川水系土地改良調査管理事務所が領域内の約100の井戸において、地下水位の一斉観測を行っている（1～2カ月間隔）ため、計算水位の検証や後に述べる最適化に便利のように、これらの観測井のうち65井（Fig. 4-3 中の●印）を節点に置いた。

また、境界条件は次のように設定した。領域の東部および、南東部、西部の一部は山塊部になっているため不透水性境界（ $C=0$ ）とし、これ以外の北部、西部については、節点上に先の観測井が設けられており、地下水位が既知となっているため定圧境界とした。また、領域中央を北西に向かって流れてる愛知川は、途中で水無し川となっているため、上流部、下流部の一部を除いて定圧境界として取り扱わないことにした。

#### 4.3.2 透水量係数の取り扱い

(4.2)式に示した基礎方程式からもわかるように、解析に重要な帯水層定数には、透水量係数、貯留係数などがある。特に透水量係数はその値の変動が大きく、ボーリング調査や揚水試験などによっても把握し難いといわれている。ここでは、まず透水量係数の推定について述べる。

##### (1) 揚水試験結果および比湧出量からの推定

過去に測定された透水量係数をここで整理してみる。Fig. 4-4 に滋賀県が作成した揚水試験などによる当地区の透水量係数分布を示す。また、Fig. 4-5 はティーム法、ヤコブ法などの各種算定法による透水量係数のばらつきを示したものである。この図から、同一試験井でも算定の仕方によってかなりの差があることがわかる。

先に示した比湧出量の分布図も透水量係数の概値を表していると考えられる。Fig. 4-1 および Fig. 4-2 と、Fig. 4-4 を比べると、透水量係数の値自体には若干の差があるが、傾向として、西部山塊の近傍および南西

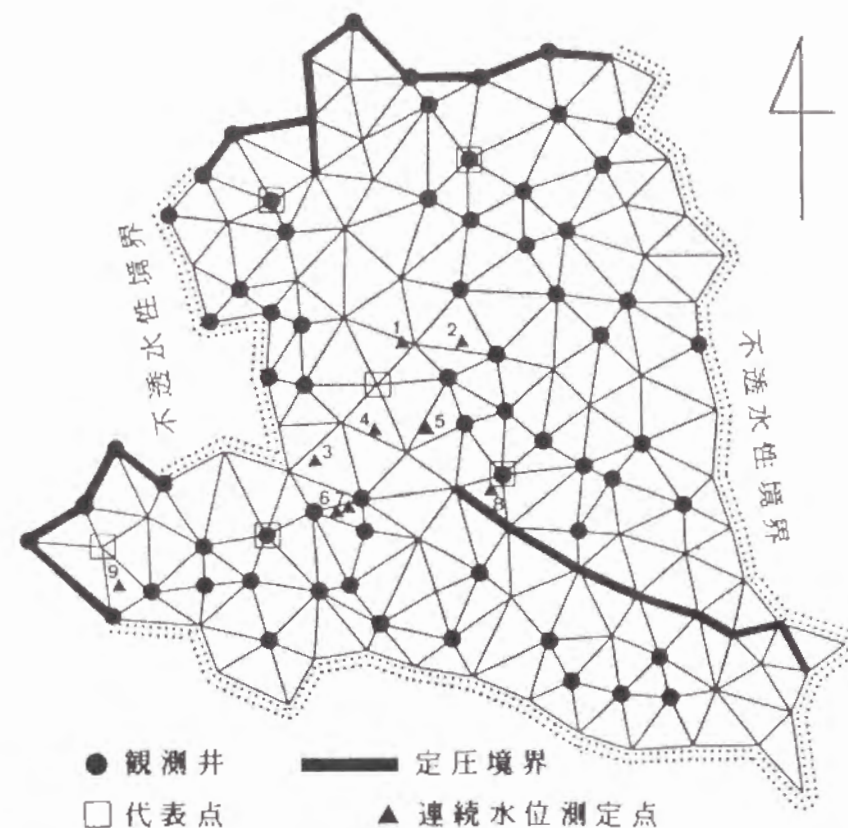


Fig. 4-3 数値解析用要素網

Finite element net for simulation

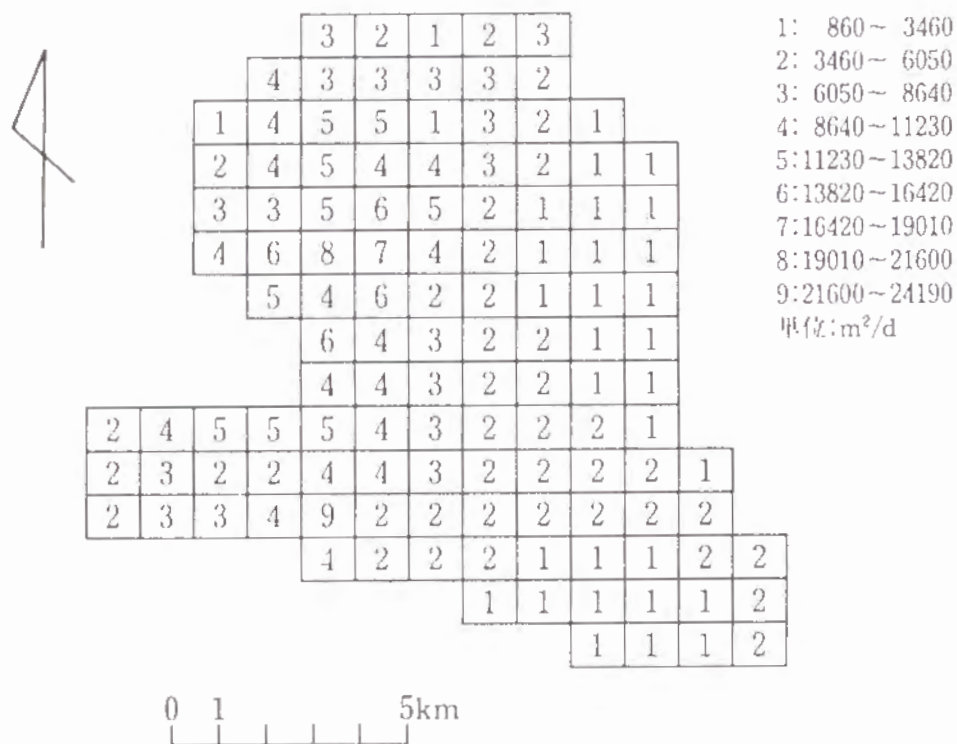


Fig. 4-4 測定による透水量係数分布  
 Distribution of measured transmissivities

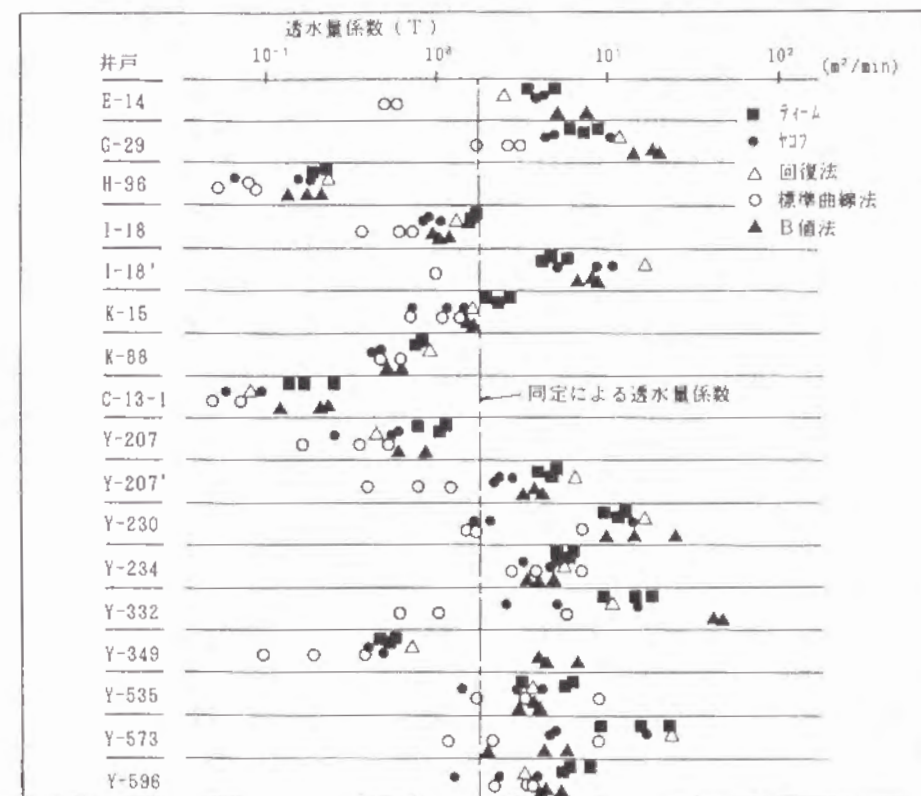


Fig. 4-5 各種算定式による透水量係数  
 Transmissivities determined by various methods  
 (Thiem method, Jacob method, Recovery method, etc.)

部で大きく、段丘部で小さい値となっていることがうかがえる。

## (2) 地下水位分布からの推定

透水量係数に関しての様々な推定値が得られているものの、どの値が代表性を有するのか決定的ではない。実際のフィールドにおいては、地下水位が最も容易で精度のよい観測値であると考えられる。そこでここでは、計算水位が実測水位に合うように、最適化手法を用いて透水量係数を推定してみた。方法としては、流出解析におけるタンクモデルのパラメータ同定（小林・丸山，1976）などにも用いられる、微係数の計算を必要としない（基準化した）Powellの共役方向法（堀野，1992）を用い、目的関数としては次に示す $\chi^2$ -基準による総和の最小化を考えた。

$$J = \sum_{i=1}^n \frac{(h_{r,i} - h_{c,i})^2}{h_{c,i}} \rightarrow \min \quad (4-7)$$

ここに、 $h_{r,i}$ は実測地下水位であり、 $h_{c,i}$ は計算地下水位である。

透水量係数の分布は、地形・地質図をもとに領域を8個のゾーンに分割し、各ゾーン内の値は一定とする方法をとった（これは一般にzonationと呼ばれる）。このように、実測地下水位に合うように帯水層定数を定めるという逆問題においては、たとえば(4-7)式によって表されるような系のモデル化による誤差と、パラメータの不確定性に関する誤差が相反するという、いわゆるトレードオフの関係が存在する（Yeh, 1986）。これは本質的な問題であるが、ここでは幾段階かのパラメータ分布での検討から、先の8個のゾーンに分割した。なお、データとしては、1985年、1986年の灌漑期平均の地下水位および $\varepsilon$ を用い、(4-2)式の時間項を除いて定常計算により推定を行った\*。

\* ここで対象としているような広範な地区において、非定常計算を行うために、(4-2)式で示した $\varepsilon$ を年間を通して、ある時間間隔ごとに把握することは非常に難しく、不確定要素が入りやすい。そこで、Tの推定には灌漑期間だけのデータを用い、これを平均して定常計算することにした。ここではマクロな地下水循環に着目していることから、この方法でも十分な検討が行えるものと判断した。

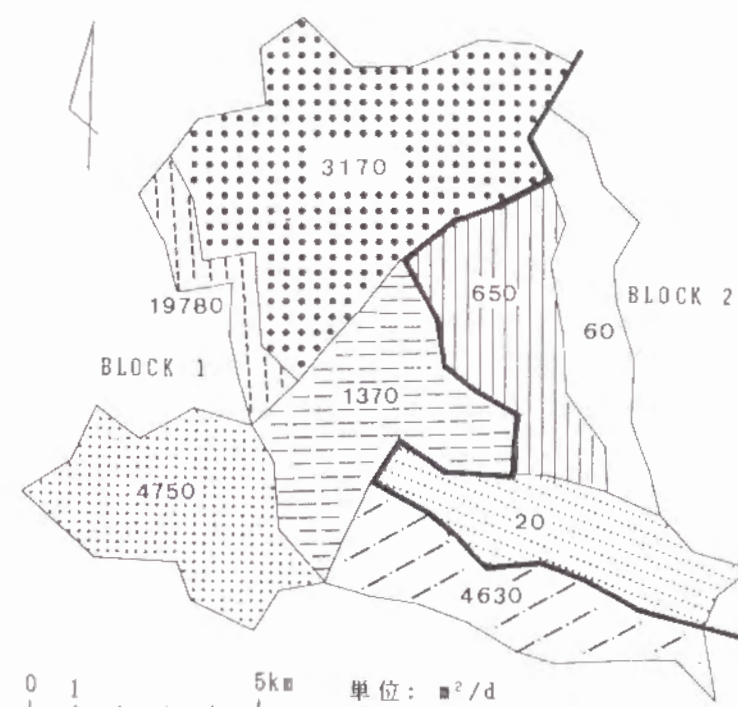


Fig. 4-6 最適化による透水量係数分布  
Distribution of identified transmissivities



最適化の結果による透水量係数の分布を、Fig. 4-6 に示す。各値にはかなりの差が見られるが、先の(1)で述べた実測値による分布と傾向的にはよく似ていることがわかる。Fig. 4-7 は、この推定値を用いた場合の灌漑期の平均計算地下水位を、1985年と1987年を例として実測水位とともにコンターで表したものである。同定期間に入れなかった1987年では右岸の段丘上部で歪みがみられるが、全体的に見てよく現象が再現されているといえる。地下水の流動自体を見ると、扇頂部から扇央、扇端への一般的な流動の他に、東から西への流動も若干見られる。

### (3) 平均的透水量係数

今回は、領域を1つの器とみなしてマクロな地下水収支を考えるため、1つの平均的な透水量係数を求める必要がある。そこでまず、全体を代表する値をPowell法で求めたところ、 $2,480\text{m}^2/\text{d}$ という値が得られた。Fig. 4-5 にこの値に対応する線を一点鎖線に入れてあるが、各算定式による値のほぼ中央に位置しており、ほぼ妥当な値であることがわかる。

このように、推定法の確からしさが確認されたので、次に、領域を Fig. 4-6 に基づいて、透水量係数が小さいブロック（ブロック2：20, 60,  $650\text{m}^2/\text{d}$ のゾーンの領域）と大きいブロック（ブロック1：その他のゾーンの領域）の2つに分け、先の結果を参考に1:50の重みを付けて最適化計算を行った。その結果透水量係数は、ブロック1で $10,880\text{m}^2/\text{d}$ 、ブロック2で $220\text{m}^2/\text{d}$ となった。ブロック1は、後に示すように年間の地下水位変動が大きい地区にほぼ対応しており、以後の解析では、特にこのブロック1を1つの容器として考えている。

### 4.3.3 非定常解析と貯留係数の推定

#### (1) 灌漑終了後の地下水位低下の分析

本地区のような水田地帯の地下水は、灌漑が終了すると徐々に低下していくことが知られている。ここで、灌漑効果以外の地下水位成分をh1とすると、灌漑終了後の遅減に關与する成分は次のように表される（三野・長堀, 1987a）。

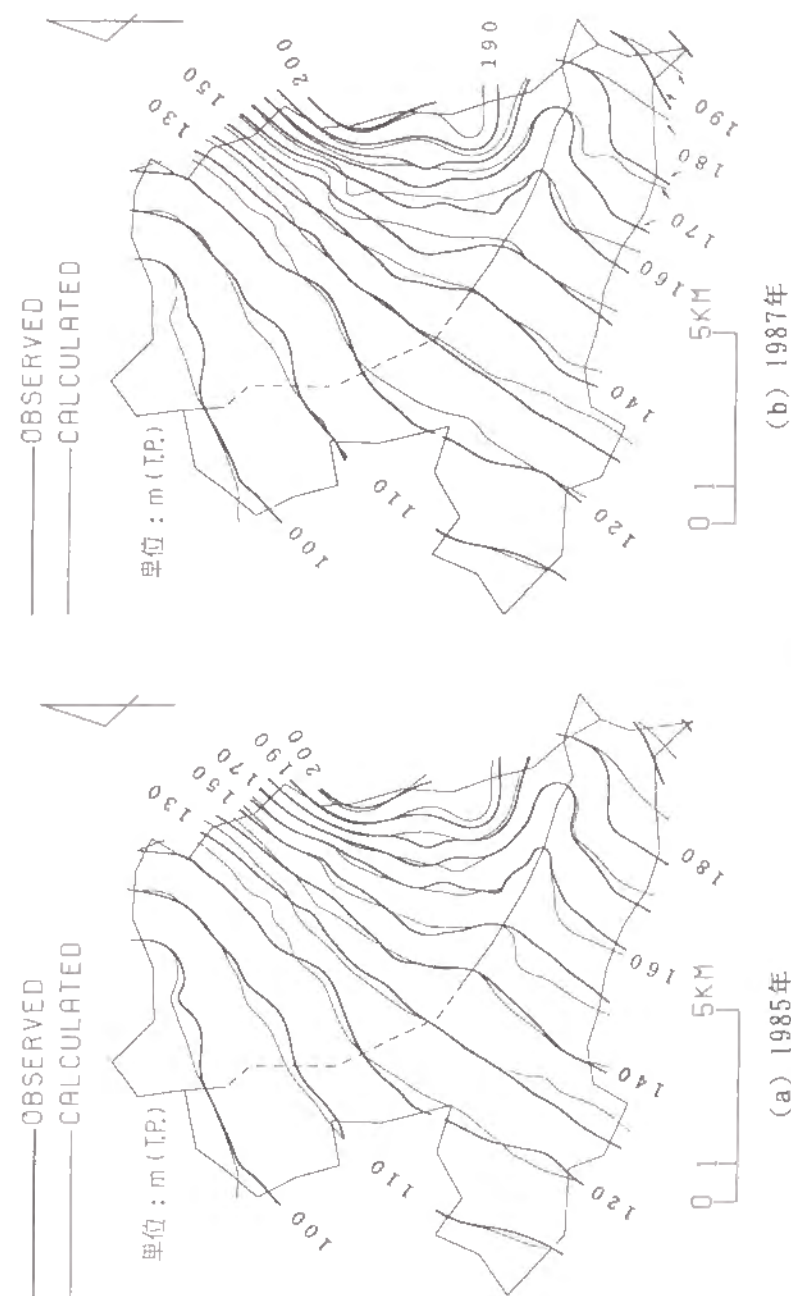


Fig. 4-7 平均地下水位等高線（灌漑期）

Contour lines of average water table (in irrigation period)

$$ht = h - h_l \quad (4-8)$$

ただし、 $h_l$ は灌漑効果の遅減水位を表す。

そこで、Fig. 4-3 に示した連続地下水位観測が行われている9地点の井戸について、降雨の影響の少ない年を選んで、この $ht$ を整理したところ Fig. 4-8 のようであった。No.1の井戸を除けば、ほぼ同様の割合で指数関数的に遅減していくことがわかる。したがって、遅減状況は次のように書き表すことができる(三野・長堀, 1987b)。

$$ht = (h_0 - h_l) \cdot \exp(-\alpha t) \quad (4-9)$$

ここに、 $h_0$ は初期水位、 $\alpha$ は遅減係数である。

No.1を除く8井での遅減係数の平均をとると、 $\alpha = 0.0268 \text{ d}^{-1}$  となった。これより遅減係数の逆数にあたる時定数は、 $t_0 = 37.3 \text{ d}$  となり、これは遅減時の地下水の平均滞留時間とみなすことができる\*。なお、No.8の井戸については揚水の影響が現れているものと思われる。

## (2) シミュレーションによる遅減特性

水位の遅減状況を規定する主な因子には、透水量係数 $T$ 、貯留係数 $S$ 、および領域の幾何学的形状に關与する等価距離 $L$ がある。領域が定圧、不透水性境界で囲まれている場合、涵養が無くなったときの任意の地点での遅減水位状況は、熱伝導型の微分方程式で表され、その解は時間が十分経過すれば次のように表すことができる(三野・長堀, 1987b)。

$$ht = A \cdot \exp\left[-\frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{T}{S} \cdot \frac{1}{L^2} t\right] \quad (4-10)$$

ここで、 $A$ は位置によって決まる係数である。したがって、

\* 時定数は、緩和現象が時間 $t$ に伴い $e^{-t/t_0}$ の形で生じるときの $t_0$ を指す。ここでは透水量係数などと同じように帯水層定数の1つとして取り扱っている。水文学的には、この時定数は、水の循環過程において、水分子がある貯水体を通過するときの平均時間を表すものと考えられる。

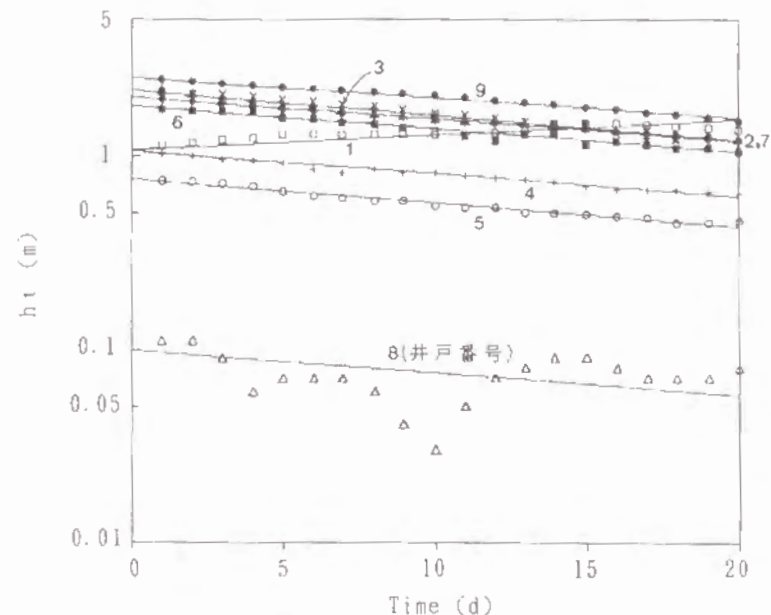


Fig. 4-8 灌漑終了後の地下水位遅減状況

Recession of groundwater level after the end of irrigation period

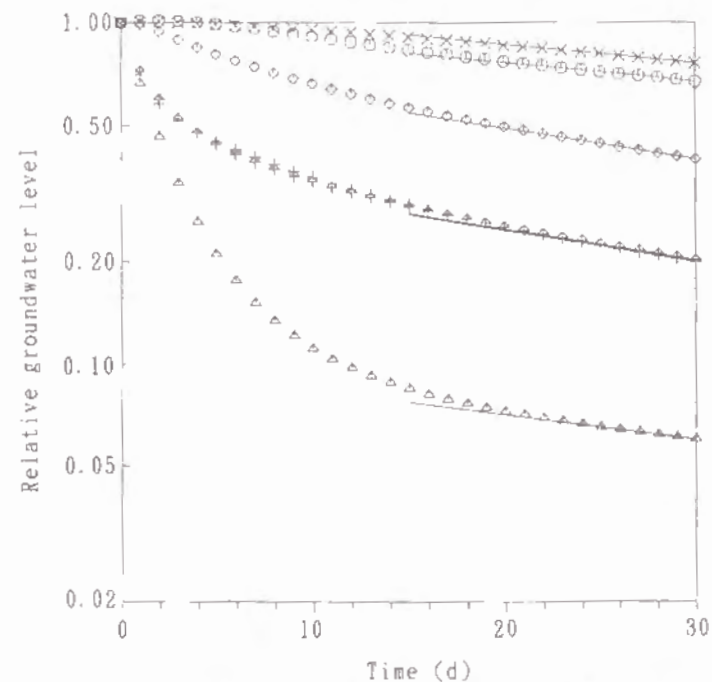


Fig. 4-9 非定常計算による地下水位遅減状況

Recession of groundwater level by the numerical simulation of unsteady state flow

$$\alpha = \left[ \frac{\pi}{2} \right]^2 \cdot \frac{T}{S} \cdot \frac{1}{L^2} \quad (4-11)$$

ということになる。

ここで、貯留係数 $S$ を求めるため、まず、 $S$ を仮定して地下水位低下のシミュレーションを行ってみる。(4-2)式における $\epsilon$ の項を無視(これは、降雨、揚水の影響がないものとすれば、灌漑終了後に匹敵する)して非定常解析を行ったところ、Fig. 4-3 に□で示した代表地点における水位の遅減状況は Fig. 4-9 のようであった\*。ただし、透水量係数は先に求めた2つのブロックでの値、貯留係数は0.1、初期水位は10mを与え、定圧境界水位はすべて0mとした。

Fig. 4-9 より、どの地点でも20日を過ぎる頃から初期条件の影響が消失し、最終的にはほぼ同様の遅減状況を示していることがわかる。厳密には、2つの $T$ 値の影響により2つの遅減特性が存在するはずであるが、ここで示したものはそのうち大きい $T$ 、すなわちブロック1による $T$ に特に影響されたものと考えられる。しかしここでは、先にも述べたように、ブロック1を対象として解析を進めるため、以後の展開に影響はないものと思われる。

### (3) 貯留係数の推定

シミュレーションと実測値の遅減特性の差は、(4-11)式からも明らかのように、貯留係数の仮定値と実際の値の差によるものである。そこで、連続観測地下水位からの遅減係数 $\alpha = 0.0268 \text{ d}^{-1}$ と等しい遅減係数が得られるように $S$ を決定すれば、領域(ブロック1)内の平均貯留係数が与えられることになる。ここではその結果、 $S = 0.067$ という値が求められた。本地区内で行われた短期揚水試験からは $S = 0.073 \sim 0.13$ 、連続揚水試験からは $S = 0.10 \sim 0.22$ という値が得られており、これに比べると推定値

\* 代表地点は、Fig. 4-9 に示す相対地下水位の初期遅減状況が、ある程度ばらつくよう適当に選んだもので、特に Fig. 4-3 に示した地点でなければならない理由はない。実際、どの地点でも、以後に示す遅減特性に差はみられなかった。

は小さな値となっている。この原因としては、(4-9)式における $h1$ を大きく見積りすぎたことや、実際には、上・工水用の年間を通じての揚水が常に行われていることなどが考えられる。しかし、Todd (1959) によると、Sacramento Valleyを例とした報告から、広域な扇状地での $S$ の平均値は、0.05~0.10 となっており、また、地下ダム建設に適した卓越した貯留能力を持つ宮古島の帯水層でも、 $S = 0.10 \sim 0.13$  という報告もあり(相場、1986)、本推定値 $S = 0.067$ を対象域の代表値として考えて差し支えないものと判断した\*。

なお、全領域を1つの透水量係数で代表させたシミュレーションも別途行い、その結果から等価帯水層幅を求めたところ、 $L = 3.74 \text{ km}$ となった。これは不透水性境界と定圧境界の平均的な距離を表すものと考えられる。

## 4. 4 地下水貯留と水循環

地下に多量の水が貯留されていると地下水位は高く、逆に貯留量が少ないと低下することから、地下水位は地下に貯留されている水量を表す指標となる。地下水は地層中の流動に有効な間隙内に貯留されるから、貯留量は水位にこの有効間隙率を乗じて算定される。たとえば、貯留係数が10~15%程度の地区では、1mの水深に対しては100~150mmの貯水高となる。

地下水収支の差は貯留量の変化となって現れる。また、地区内の地下水収支は、扇状地全体の地下水の循環構造によって決まる。したがって、地下水位変動は、愛知川扇状地の地下水循環構造を反映することになる。

### 4. 4. 1 地下水位変動および地下水貯留量の推定

\* 連続水位観測井が比較的集中して位置していることから、これらのデータを用いて、後に地区全体の貯留係数の代表値を推定することには若干の問題があるかもしれない。しかし、貯留係数は、透水量係数に比べてはるかに空間的変動が小さく、安定した値をとることを考慮して、特に代表値としても差し支えないと判断した。



前章でも示したように、一般に、水田地帯の地下水は、非灌漑期終了付近で最低水位を取り、灌漑期に入って上昇、最高一定水位期を迎え、その後再び、非灌漑期に入り低下していくという正弦曲線的なサイクルを繰り返している。このことは1年をサイクルとして地下水収支は収入超過期と支出超過期があり、年間ではほぼ収支は均衡していることを示している。

クリッキング法を用いて、愛知川扇状地の灌漑期と非灌漑期の間の地下水位変動幅分布を内挿し、その等高線を描いた例を1987年について Fig. 4-10 に示す。地下水位は、本来ドリフトが卓越しているものと考えられるが (Gambolati & Volpi, 1979; Volpi et al., 1979), 地下水位の変動幅として水位差を対象としたことから、ある程度ドリフトが相殺されるものとして、ここでは0次のIntrinsic仮説下での、ドリフトを考慮しない前章でのクリッキング結果を用いた。Fig. 4-10 より、先にも若干触れたように、愛知川右岸の段丘部辺り (ブロック2に対応) ではほとんど地下水位変動は見られないが、西方の扇端部付近ではかなり大きな同変動が生じていることがわかる。このクリッキング結果から得られた地区内全域の平均値は、1985年、86年、87年でそれぞれ 1.70m, 1.99m, 1.73m であった (堀野, 1990)。また、ブロック1, 2内における平均値は、それぞれ、1985年で2.23m, 0.28m, 1986年で 2.58m, 0.50m, 1987年で2.22m, 0.39m となった。ブロック2での値は非常に小さいため、ブロック1のみを考えると、先に求めた貯留係数から、貯留高は各年それぞれ 149mm, 173mm, 149mmとなる。ブロック1の面積87.1km<sup>2</sup> を考えると、地下水貯留変化量は 1,300~1,510万m<sup>3</sup> となる。これは、愛知川上流に位置する永源寺ダムの有効貯水量2,200万m<sup>3</sup> の 59%~69% にも匹敵する値である。

#### 4.4.2 地下水循環速度と流出量

愛知川扇状地を中心に、年間で約1,400万m<sup>3</sup> の地下水貯留量の変化があり、地下水位変化の時定数が約37日であることを明らかにした。このように推定された地下水貯留特性が、この地区の水循環にどのような役割を果しているかについて検討を進める。



Fig. 4-10 地下水位変動幅のkriged map

Kriged map representing difference of groundwater levels in the irrigation and non-irrigation period

貯留量の時定数は、帯水層中で完全な混合が生じるとすれば、帯水層に新しく涵養された地下水がそこに滞留する平均的な時間を表す。すなわち、地下水流動速度が速ければ平均滞留時間は短くなり、また貯留量が多ければ長くなる。貯留係数と透水量係数の比に比例する時定数は、両方の効果を考慮した平均滞留時間を表すことになるからである。したがって、先の解析で明らかにした灌漑終了後の地下水逓減時の時定数は、この地区の地下水の平均滞留時間、すなわち地下水の平均寿命と考えることができる。平均滞留時間はまた地下水循環速度の評価尺度でもある。ここでの値は、他地域で求められている循環速度と比較しても、帯水層の規模を考慮するとかかなり速い値となっている（山本，1983）。

ここで、地下水貯留量変化を $V$ 、流出量を $Q$ とすると、次のような関係で表現することができる。

$$Q = Q_0 \cdot \exp(-t/t_0) \quad (4-12)$$

$$V = \int_0^{\infty} Q dt = [-Q_0 \cdot t_0 \cdot \exp(-t/t_0)]_0^{\infty} = Q_0 \cdot t_0 \quad (4-13)$$

よって、初期流出量 $Q_0$ は貯留量と時定数から次のように見積ることができる。

$$Q_0 = V/t_0 \quad (4-14)$$

本地区の時定数  $t_0 = 37$  d,  $V = 1.4 \times 10^7 \text{ m}^3$ を用いると、(14)式から、

$$Q_0 = 3.8 \times 10^5 \text{ m}^3/\text{d}$$

が得られ、これを地区（ブロック1）の面積 $87 \text{ km}^2$ に対する貯留高で表現すると、

$$Q_0 = 4.4 \text{ mm/d}$$

となる。この値は  $t = 30$  d,  $60$  d で次のように逓減して行く。

$$Q = 4.4 \times \exp(-30/37) = 2.0 \text{ mm/d}$$

$$Q = 4.4 \times \exp(-60/37) = 0.87 \text{ mm/d}$$

先の面積を考慮すれば、それぞれ $17 \text{ 万 m}^3/\text{d}$ ,  $7.5 \text{ 万 m}^3/\text{d}$ ということになる。これは、非灌漑期の平均降雨量 $3.4 \text{ mm/d}$ と比較しても、かなり多量の地下水が地下貯留体から流出していることを示している。

#### 4.4.3 水系再編と水資源開発

愛知川扇状地に展開する水田の主用水源である永源寺ダムの有効貯水量を、この地区の面積で割った貯水高で表現すると $183 \text{ mm}$ となる。地下水貯留量変化は前述のように3年平均で $157 \text{ mm}$ となる。これらから分かるように、貯留容量の点から比較すると地下水貯留容量は大きな比率を占める。愛知川農業改良事業による用水源の地表水への転換は、下流地下水貯留の一部を永源寺ダムで肩代りしたと考えることができる。上流で貯水すれば送配水エネルギーは節減できるが、一過的水利用体系となる。それに対して、地下水利用は精ちな反復利用体系となっていることから、循環的水利用となっている。

帯水層は地下水を貯留すると同時に無数の地下の水路と考えることもできる。しかし、その通水能力は極めて小さい。この通水能力の小さいことが逆に貯留容量を有効化することになる。貯留容量と通水能力の比で定義される平均滞留時間をうまく活用し、地表水の流れの系統と整合させた新しい水利用体系を構築することによって、この地区では一層の水利用の合理化を図ることが可能となろう。

基本的には永源寺ダムは非灌漑期に貯留量を回復させ、灌漑期にそれを放流して収支調整を行っていることとなる。このような水収支調整は地区の地下水循環構造に大きな影響を与えることになり、この点についての詳細な検討が残されている。

#### 4.5 結 語

本章では以上のように、愛知川扇状地における地下水貯留ならびにその循環速度を中心に検討を加えてきた。推定された年間の地下水貯留変化量

約1,400 万 $\text{m}^3$ , 時定数37日を考えると, 愛知川扇状地の地下水は, 少なくとも中間貯留施設の役割を果たすだけの十分な機能を保持しているものと推察できる。実際, 永源寺ダムが建設された現在においても, なお灌漑期に2,000 万 $\text{m}^3$ 前後の農業用地下水利用が当地区ではなされており, これを裏付けするような形となった。

また, この地区では平均1.8mにものぼる地下水位の変化が毎年繰り返されていること, その結果, 灌漑終了1カ月後に約17万 $\text{m}^3/\text{d}$ に相当する地下水が外部へ流出することも明らかとなった。琵琶湖を取り巻く扇状地は, 他にも野洲川, 姉川, 安曇川など多数存在し, 同様の地下水循環特性が期待できるとすれば, よりマクロにみて, 琵琶湖にも少なからぬ影響を与えると考えることもできる。

水資源の利用・開発は, 不確定に変動する降雨を恒常的なフローに変換する過程であるといえよう。その変換過程で何らかの形のストックが重要な役割を果たすことになる。膨大な地下水貯留容量は, 流域水資源のフローへの変換過程において重要な役割を担っていることになり, このような視点から改めて地下水利用を評価すべきではないかと思われる。

なお, 本論文中的 Figs. 4-1, 4-2, 4-4, 4-5 は愛知川地区水利用計画策定業務報告書(滋賀県, 1984)に記載された資料を再整理したものであることを断っておく。

## 引用文献

- 相場瑞夫(1986):日本の地下水, 第3章地下ダムによる地下水開発, 地球社, 東京, pp.1009-1027.
- 小林慎太郎・丸山利輔(1976):Powellの共役方向法によるタンクモデル定数の探索, 農業土木学会論文集, 65, pp.42-47.
- 滋賀県(1984):愛知川地区水利用計画策定業務報告書.
- 堀野治彦(1992):地下水数値計算法(15), パウエル法によるパラメータ同定問題, 地下水学会誌, 34(1), pp.31-40.
- 堀野治彦・丸山利輔(1990):年間地下水位変動幅の空間的変動特性, 地

下水学会誌, 32(2), pp.81-90.

- 堀野治彦・渡辺紹裕・丸山利輔(1989):農業用水利用における地下水の役割に関する実証的研究, 農業土木学会論文集, 144, pp.9-16.
- 三野徹・長堀金造(1987a):吉井堰周辺の地下水収支構造(I)-現況地下水位変動の分析-, 農業土木学会論文集, 127, pp.27-33.
- 三野徹・長堀金造(1987b):吉井堰周辺の地下水収支構造(II)-地下水流動モデルの作成とモデルパラメータの同定-, 農業土木学会論文集, 128, pp.23-30.
- 山本莊毅(1983):新版 地下水調査法, 古今書院, 東京, pp.278-289.
- Gambolati, G., and G. Volpi (1979):Groundwater contour mapping in Venice by stochastic interpolators, 1.Theory, Water Resour. Res., 15, pp.281-290.
- Pinder, G.F., W.G.Gray (1977):Finite Element Simulation in Surface and Subsurface Hydrology, Academic Press, New York, pp.47-52.
- Todd, D.K. (1959):Groundwater Hydrology, John Wiley and Sons, New York, pp.23-26.
- Volpi, G., G. Gambolati, L. Carbognin, P.Gatto, and G.Mozzi (1979):Groundwater contour mapping in Venice by stochastic interpolators, 2. Results, Water Resour. Res., 15, pp.291-297.
- Yeh, W.W-G. (1986):Review of parameter identification procedures in groundwater hydrology:the inverse problem, Water Resour. Res., 22, pp.95-108.



## 第5章 水資源最適利用計画

### 5.1 概 説

水田灌漑地区においては、ダムや頭首工の取水施設に加え、湧水、溜池、井戸（地下水）などの地区内の補助水源、すなわち複数の用水取水源（施設）を利用している地区が多い。また同一灌漑地区の中でも、場所によりこれらの取水源の取水条件に差があるため、それぞれへの依存度は異なる。したがって、取水の優先順序は地区全体としても、また地区の中でも複雑な形をとっている。さらに、年度や生育期によって必要水量は異なり、そのときの水源状態にも差があるために、実際の期別の取水方法は様々な形をとっている。

本章では、このような複数の水源を持つ水田灌漑地区である愛知川扇状地において、特定の水需要のもと、取水の順序・量を、期別にどのように定めるのが最適であるかを検討する。また、その結果をもとに、水源として地下水の果たす役割について評価するとともに、地区の地下水賦存状況も試算した。最適化手法としては線形計画法を用いているが、この手法は、用水利用を総合的、合理的に判断することが可能なことから使用した。

なお、本章では、基本的に計画論的立場をとっており、実状を再現するための物理的背景を論じるわけではないことを予め記しておく。

### 5.2 問題（計画）の設定

#### 5.2.1 新たな用水改良計画

総面積の大半が水田で占められている愛知川扇状地では、元来、愛知川の流量が不安定なことから、愛知川本川からの取水だけでは用水の確保が困難であった。そこで、2.3.2でも述べたように、用水の安定供給を

はかるために、永源寺ダム建設を含む国営愛知川農業水利事業が行われ、ダムから直接取水された用水が、Fig. 2-1 に示したように、愛知第一、愛知第二、神崎、蒲生の4つの主要幹線を通じて受益地域に運ばれるようになった（農水省近畿農政局愛知川農業水利事業所、1984）。最終的な同事業計画の主な内容は Table 5-1 に示すとおりである（愛知川沿岸土地改良区、1987）。以下本研究ではこれを「現計画」と称する。ただし、水源は、ダム、頭首工、地下水（揚水井）、その他の補助水源（溜池、湧水、地区内小河川など）の4つにまとめている。

Table 5-1 現在の農業用水利用計画  
Present plan of water use for irrigation

受益面積：7,957 ha（転作率15%）		
灌漑期間：150日（4月11日から9月7日）		
計画基準年：昭和22年（1947年）		
地区平均計画減水深：19.2 mm/d		
水源利用計画：		
取水源	利用量	最大取水量
永源寺ダム	95,900千 $m^3$	15.40 $m^3/s$
（有効貯水量 22,000千 $m^3$ ，ダム回転率 4.4回）		
頭首工	27,300千 $m^3$	3.07 $m^3/s$
地下水	24,100千 $m^3$	2.93 $m^3/s$
補助水源	30,100千 $m^3$	4.65 $m^3/s$
計	177,500千 $m^3$	
有効雨量	29,800千 $m^3$	
総計	207,300千 $m^3$	

しかしながら、この国営事業の完成後も、還元田の使用や圃場整備による減水深の増加、第2種兼業農家の増加などにより、安定した用水の供給が難しくなっている。こうした背景から、永源寺ダム上流に予定され

る新たなダム建設を含んだ用水改良計画（以下「新計画」とする）が現在検討されている。新計画では、受益面積、総用水量なども見直されている。この新規ダム（第2ダム）を含む新用水計画は、Table 5-2 のとおりである。ただし、ここでの計画は1991年現在のものである。

Table 5-2 新農業用水利用計画

Future plan of water use for irrigation

受益面積：7,482 ha（転作率30%）  
灌漑期間：158日（4月11日から9月15日）  
計画基準年：昭和39年（1964年）  
地区平均計画減水深：19.7 mm/d  
水源利用計画：

取水源	利用量	最大取水量
ダム	121,300千 $m^3$	15.10 $m^3/s$
（永源寺ダム、有効貯水量 22,000千 $m^3$ ）		
（新ダム、有効貯水量 22,700千 $m^3$ ）		
頭首工	23,000千 $m^3$	3.07 $m^3/s$
地下水	26,100千 $m^3$	3.16 $m^3/s$
補助水源	29,700千 $m^3$	3.41 $m^3/s$
計	200,100千 $m^3$	
有効雨量	18,400千 $m^3$	
総計	218,500千 $m^3$	

## 5.2.2 水資源最適利用案

最適化の内容については、議論のあるところであるが、本研究の線形計画モデルでは、用水利用に必要な施設の維持管理費用の最小化を目的関数とした。すなわち、灌漑期間を通じて用水不足が生じないように、水源からの取水量を最小の費用で確保するモデルを考えた。したがって、ここでは取水施設の建設費用は考慮していない。

## 5. 3 線形計画モデルの概要

### 5.3.1 モデルの概念

先にも述べたように、本モデルでは4つの水源を考え、用水の需要を満たす条件の下で、取水に要する維持管理費の最小化を目的として、所定の期間にどのように各水源から取水すればよいのかを検討している。計算に際しては、領域内にいくつかの上・下流ブロックを設定し、ブロックごとに各水源から取水を行うものとした。

また、本線形計画モデルには直接関係がないが、後述の 5. 5 に関連して、以下のように地下水の流れを想定した。すなわち、減水深のうち蒸発散量を除いた量が地下浸透するが、その地下浸透した水の一部はさらに深部浸透し、地下水体を涵養する。こうして上流ブロックの地下水体に貯留された地下水は、一定の割合で下流ブロックに流動すると考え、さらに下流ブロックの地下水は、同様にして地区外に流出するとした。

なお、新計画では、第2ダム建設の他に、灌漑期間、受益面積、各水源からの取水能力なども改訂されている。本モデルでは、現況をより反映していると考えられる新計画の諸元（受益面積、最大取水容量など）をできるだけ利用して計算を行っている。

### 5.3.2 対象期間と期間分割

対象期間は計画灌漑期間とした。新計画の灌漑期間は158日間、現計画では150日間であるが、ここでは分析資料やプログラミングの容易さから、現計画の150日間（4/11から9/7）を採用し、5日ごと、30期間に分割した。

### 5.3.3 ブロック分割

受益面積は新計画の値に従った。ブロック分割は、まず4つの幹線にそれぞれの受益地を割り当て、さらに、この各幹線ブロックを、地形や水利

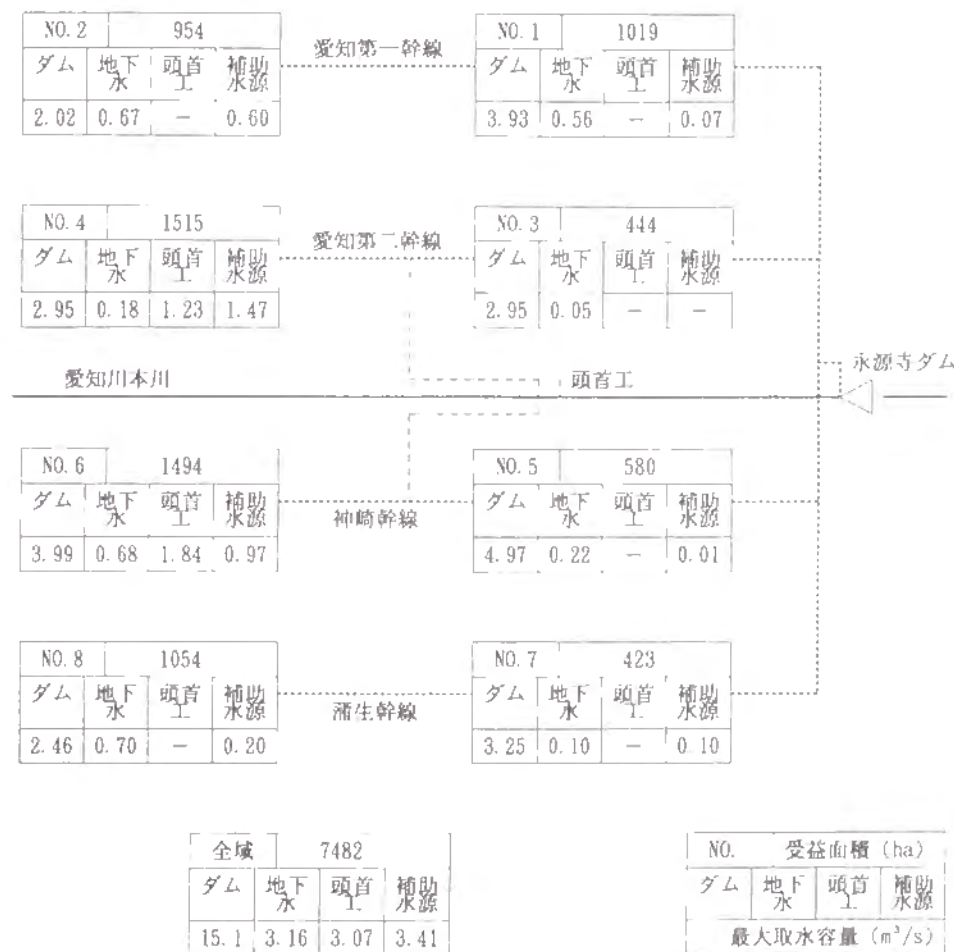


Fig. 5-1 各ブロックの受益面積と水源別最大取水容量

Irrigated area and water intake capacities from water sources in each block



系統を考慮して上下流ブロックに分割し、合計8ブロックとした。愛知第一幹線筋については小河川からの送水の有無で、愛知第二幹線筋と神崎幹線筋については、頭首工からの取水の有無により分割した。残りの蒲生幹線筋では、地下水の揚水量が上下流で急変している地点で分割した。結果として得られた分割の模式図を Fig. 5-1 に示す。

#### 5.3.4 必要水量

各ブロックの必要水量（粗用水量）は、減水深の値から有効降雨量を差し引き（純用水量）、管理用水を15%として求めた。このとき使用する減水深は次の4種類を考えた。

- ①現計画の平均日減水深：灌漑期間中一定の減水深19.2mm/dとする。
- ②現計画の期間別の減水深：土壌タイプ別水田面積を新計画値にならい、その土壌の期別減水深の値は現計画にしたがった（計画では、土壌タイプごとに期別減水深が定められている）。もちろん代かき用水量も考慮しており、総圃場必要水量は2,550mmである。
- ③実績を考慮した減水深：取水量実績調査（農水省近畿農政局、1985～1989）によると幹線ごとの取水量に大きなばらつきがみられる。そこで、（代かき用水を含む）取水量の実測値をもとに、各幹線ごとに補正係数を乗じて、より現況に近くなるよう期別減水深を調整した。総圃場必要水量は2,580mmと②よりやや多めになった。
- ④新計画の期別減水深：新計画期別減水深に代かき用水量、減水深の還元田増率などを考慮したものであり、総圃場必要水量は3,310mmと現計画②の約1.3倍になっている。

#### 5.3.5 線形モデル

既述のとおり、期間を30期、地区を8ブロックに分割しており、以下の説明では、期間を記号I（=1～30）、ブロックを記号J（=1～8）としている。

#### (1) 決定変数

決定変数は以下に示すように全部で7種類である。

各期間初期のダム貯水量：VD

ダムから河川への放流量：QR

ダムからの取水量：QD

地下水の揚水量：QP（揚水井からの取水量）

頭首工からの取水量：QT

補助水源からの取水量：QH（溜池、地区内小河川、集水渠、湧水池からの取水量）

用水不足量：QL

#### (2) 目的関数

用水に要する維持管理費用の最小化を目的とし、目的関数は次の形をとった。

$$\begin{aligned}
 & a \sum_{I=1}^{30} VD(I) + \sum_{I=1}^{30} b(I) QR(I) + c \sum_{J=1}^8 \sum_{I=1}^{30} QD(I, J) \\
 & + d \sum_{J=1}^8 \sum_{I=1}^{30} QP(I, J) + e \sum_{J=1}^8 \sum_{I=1}^{30} QT(I, J) \\
 & + f \sum_{J=1}^8 \sum_{I=1}^{30} QH(I, J) + g \sum_{J=1}^8 \sum_{I=1}^{30} QL(I, J) \\
 & \rightarrow \min \quad (5-1)
 \end{aligned}$$

ここに、a, b, ..., gは単位水量あたりの維持管理費（水価）を示す。

ダムの水価は、永源寺ダムの維持管理費を参考に、1984、1985、1987年の平均から（年によってばらつきがあるが）、 $c=0.71$ 円/㎥とした。この他、地下水、補助水源の水価は、1987年の電力料金（ポンプの稼働用）より、それぞれ $d=1.86$ 円/㎥、 $f=1.56$ 円/㎥とし、頭首工取水の水価は、同じく1987年の維持管理費より、 $e=0.26$ 円/㎥とした。

次に、gについて考える。QLは不足水量であるから、gはペナルティ的要素を含んだ値を入れることになる。ここでは、 $g=100$ 円/㎥を与えている。

また、初期ダム貯水量VD、河川放流量QRに与える係数a, bについては、VDとQRが連動することから、一方にのみ値を与えることにしてa=0とし、bには期間ごとに0.40, 0.39, ..., 0.11円/m³と、0.01刻みに減少していくような係数を与えることにした。これにより無効放流はなるべく後の期に行われ、頭首工からの優先取水にも影響がないモデルになる。

### (3) 制約条件

本モデルに適用した制約条件は以下のとおりである。

- ①ダムの貯水量に関する制限：ダム初期貯水量VD(I)は、ダムの有効貯水量（現計画では永源寺ダム、新計画では永源寺ダム+第2ダム）を越えてはならない。なお、灌漑開始時のVDには、現計画では永源寺ダムの実績値を、新計画ではこの実績値に第2ダムの有効貯水量を加えた値を採用した。
- ②ダムの責任放流量：ダム放流量QR(I)は、I期の河川責任放流量以上でなければならない。
- ③各ブロックの最大通水量：各ブロックのQD, QP, QT, QHは、その施設容量あるいは通水能力の最大値を越えてはならない。
- ④各水源からの最大取水量：QD, QP, QT, QHは、受益地全体の各水源の総取水能力（取水容量）を越えてはいけない。さらに、QTは自流域の流量とダムの責任放流量の和を越えてはいけない。
- ⑤ダムの水収支：連続する期間のダム貯水量の間には次の等式が成立しなければならない。

$$VD(I+1) - VD(I) = V_{in}(I) - QR(I) - \sum_{j=1}^8 QD(I, J) \quad (5-2)$$

ここで、 $V_{in}(I)$ はI期のダム流入量である。

- ⑥各ブロックでの必要水量：各期、各ブロックにおいて、QD, QP, QT, QH, QLの和が先にのべた必要水量に等しくならなければならない。

- ⑦ダムの貯水下限值：本モデルは、水資源最適利用モデルであり、実際のダムの運用方式を検討するためのモデルではないため、基本的にダム貯水量が期間途中で0となることを許容した。しかし、このままでは、現況の取水状況との比較検討を行う際に不都合が生じることも予想されるため、

期別にダム貯留量の下限值を与えた場合についても計算した。すなわち、VD(I)はI期のダム貯留下限値 $V_{min}(I)$ 以上でなければならないとした。ここで、 $V_{min}(I)$ はダムの有効貯水量を基準として、I=1~10ではその0.5倍、I=11~20では0.3倍、I=21~29では0.2倍、I=30では0.1倍と、試行錯誤的に決定した。

## 5. 4 最適利用結果および考察

1975~1985年の11年間の灌漑期を対象とし、利水計画に大きな影響を与えと思われる(1)計画減水深の差、(2)先の制約条件の⑦、(3)ダムの貯水容量（第2ダムを考慮するか否か）、(4)地下水利用量の増強、(5)将来の転作率の増加を考慮して、Table 5-3に示すような条件下での11と通りのケースについて計算を行った。ここでは、このうち特に特徴的あるいは現況に近いケースとして、ケース3~5、およびケース9~11の結果を中心に報告する。

Table 5-3 各ケースの条件

Calculation conditions in each case

Case No.	条件				
	減水深*タイプ	ダム貯水量 下限値設定	ダムの 最大貯水量	最大地下水 利用量	水田 転作率
1	現計画 ①	なし	現状	3.16 m³/s	0.15
2	現計画 ①	あり	現状	3.16	0.15
3	現計画 ②	なし	現状	3.16	0.15
4	現計画 ②	あり	現状	3.16	0.15
5	現計画 ③	なし	現状	3.16	0.15
6	新計画	なし	現状	3.16	0.15
7	新計画	あり	現状	3.16	0.15
8	新計画	なし	現状	3.16	0.30
9	新計画	なし	現状	無制限	0.15
10	新計画	なし	新計画	3.16	0.15
11	新計画	あり	新計画	3.16	0.15

\*現計画の数字は 5.3.4 の分類に対応



#### 5.4.1 現計画における最適利用

ここではケース3～5の結果について考察を行う。

##### (1) 各対象年度の傾向

各年度における現計画での最適利用計算結果を、Fig. 5-2 に示す。この図および気象資料をもとに、主な年について、その傾向を簡単にまとめると以下ようになる。なお、以下の対象年に続く括弧内の数字は、灌漑期間中の有効降雨に対する確率年を意味する。

①1977年(1/81)：灌漑後期に厳しい渇水状況であったが、有効降雨が少なく、確率年の小さい割には、ダムからの取水量は小さくはない結果となっている。ただし、ケース4では、Fig. 5-2 中最大の約200万 $m^3$ の用水不足が生じた。

②1978年(1/72)：灌漑期間全般にわたり降雨の少ない年であり、どのケースも地下水取水量が大きくなっている。しかし、1977年のような用水の不足は生じていない。

③1980年(1/1.3)：有効降雨が最も多い年であり、したがって、必要水量（総取水量）は最小となっている。ダムと頭首工でほとんどの必要水量を供給できている。

④1982年(1/1.5)：灌漑期間全体から見ればかなりの有効降雨が得られているが、灌漑中期に厳しい渇水状態となった年である。これにより、地下水への依存量が、特にケース4では、1978年の渇水年並みになっている。

⑤1983年(1/2.2)：平均的な有効降雨の年である。各ケースとも、地下水以外の利用により必要水量の99%以上を取水することができる。

##### (2) ダムの運用状況

ケース3～5における灌漑期のダムの貯留量変化として、渇水年(1978年)、豊水年(1980年)、平水年(1983年)を例に取り上げ、その実績値とともに Fig. 5-3 に示す。実績値と比較することは、実際の当該年の受益面積や減水深などが計画値と異なることもあり、十分な意味を持つとは限らないが、以下に簡単に各年度の傾向を検討する。

まず、豊水年(1980年)では、どのケースも非常に類似した変動を示して

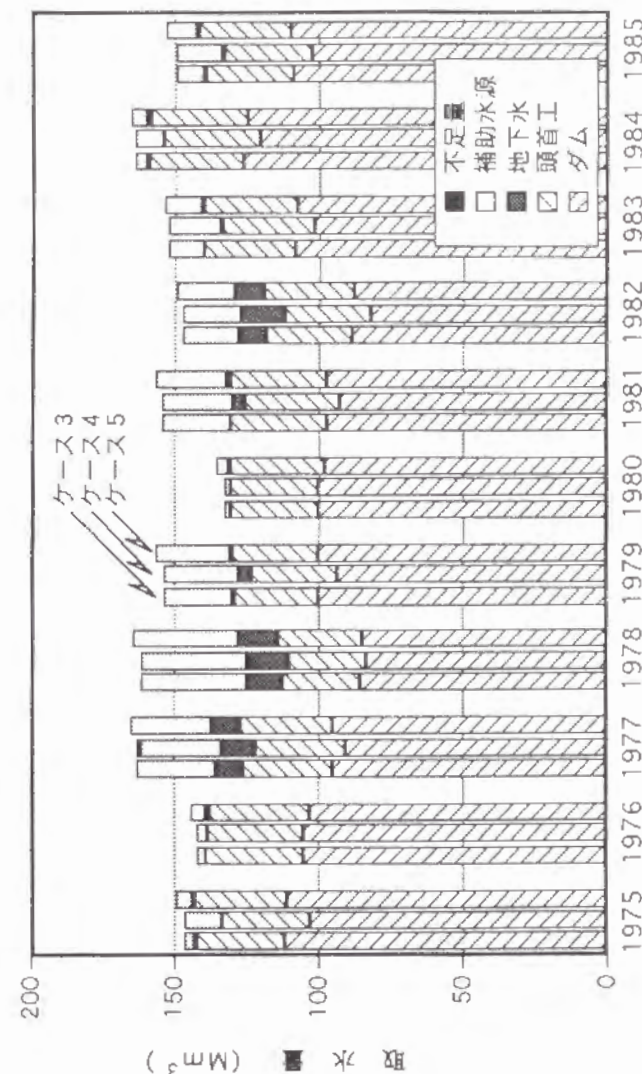


Fig. 5-2 水源別取水量 (ケース3～5)

Water intake volumes from water sources in case 3, 4, and 5



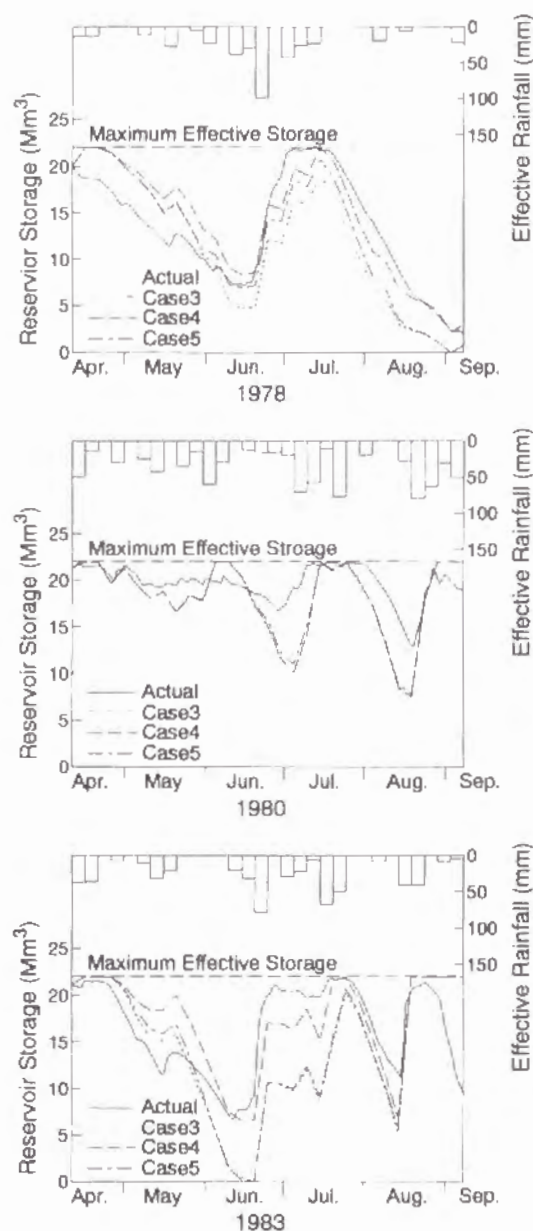


Fig. 5-3 ダムの期別貯水量変化（ケース3～5）  
Temporal changes in reservoir storage in case 3, 4, and 5

おり、ダム貯留量に下限値の制約を設けた（ケース4）影響はみられない。また、この年の実績値は、灌漑後期を除いて、満水量に近い辺りで変動している。次に、平水年（1983年）では、ケース3、5が類似した変動を示し、灌漑中期で一時貯留ゼロの状態まで達するのに対し、ケース4では、実績値と同程度の貯留量の底打ち状態を示している。すなわち、先に示した貯留量の下限制約に特に問題のないことがわかる。一方、渇水年（1978年）では、どのケースも実績と非常によく一致した変動傾向を示している。対象年が比較的古く、先の注意点から量的な問題は別にしても、降雨に対する応答のタイミングが実績値と各ケースの計算値でよく一致していることから、この年には非常に有効なダム管理が行われたものと思われる。

ところで、この最適利用計算の場合のダム回転率は非常に高く、11年の平均では、ケース3、4、5でそれぞれ4.7、4.5、4.6回と、計画基準年で想定された値4.4回を上回っている。最大回転率は、Fig. 5-2からもわかるように1984年に得られ、ケース4においてさえ、5.5回となった。このような高い回転率は、ダム運用上、高度な降雨予測と熟練したダム管理技術を必要とし、実際にはかなり厳しいものと思われる。

### （3）各幹線の取水傾向と地下水の役割

実績の取水記録が整備されている1985年を例として、幹線別の取水実績と各ケースでの結果を比較すると、Table 5-4のようにまとめられる。愛知第一、蒲生幹線では、頭首工からの取水施設がないこともあり、各ケースとも87%以上をダムに依存する結果を示した。また、愛知第二、神崎幹線では、同様に各ケースとも、ダムと頭首工から82%以上の取水を行っている。逆に、各幹線とも、地下水利用は極めて少なく、最大でもケース5（減水深が最も現況に近いケース）の0.7%（全体での値）に過ぎない。こうした傾向は他のほとんどの年についても同様である。

これに対し、実績では、地下水利用率が全体で16%（2,500万 $\text{m}^3$ ）以上にも達し、代わりに主として頭首工からの取水割合が小さくなっている。このことは、実際には用水必要時に、必要量を取水する適当な水源が他にないことがあるためとも考えられるが、揚水井が圃場近くに存在していることや、比較的用户の任意に取水が可能であることなど、水価だけでは

評価できない地下水の特性にも起因するものと思われる。こうした地下水の特性は、既に地下水利用の現況分析（堀野ほか、1989a）からも得られており、今回コスト的にみた最適利用結果からも裏付けられたことは興味深い。また、実際に地下水が有効に利用されれば、ダム の 管理 労 力 を 軽 減 する こと に も つ な が る も の と 思 わ れ る。

Table 5-4 幹線別取水割合（％）（1985年）

Percent of water intake volume from each water source  
in the area along four main canals in 1985

幹線		ダム	地下水	頭首工	補助水源
愛知第一	Case3	88.8	1.0	—	10.2
	Case4	86.8	1.0	—	12.2
	Case5	95.2	0.0	—	4.8
	実績	85.0	9.7	—	5.3
愛知第二	Case3	57.6	0.0	34.7	7.7
	Case4	50.0	0.0	32.1	17.9
	Case5	59.2	0.0	35.4	5.4
	実績	45.7	16.3	16.0	21.9
神崎	Case3	57.0	0.0	39.3	3.7
	Case4	51.7	0.0	41.5	6.8
	Case5	59.7	1.7	28.6	10.0
	実績	57.9	17.8	20.0	4.2
蒲生	Case3	95.9	0.4	—	3.7
	Case4	93.7	0.4	—	6.0
	Case5	97.7	0.0	—	2.3
	実績	77.7	19.5	—	2.8
全体	Case3	73.0	0.3	20.2	6.5
	Case4	68.6	0.3	20.2	10.9
	Case5	71.6	0.7	20.8	6.8
	実績	62.2	16.6	11.8	9.4

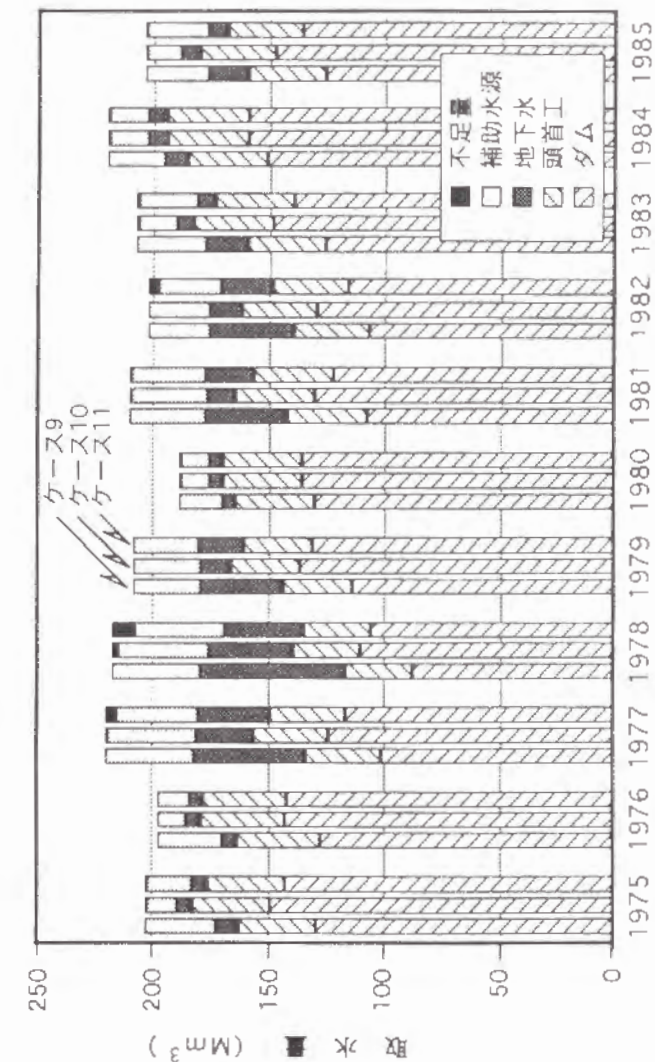


Fig. 5-4 水源別取水量（ケース9～11）

Water intake volumes from water sources in case 9, 10, and 11

#### 5.4.2 新計画における最適利用

新計画の減水深を用いた計算結果として、ケース9～11について検討する。ケース10、11は第2ダムを考慮したものであり、ケース11にはダム貯水量の下限制約が課せられている。一方、ケース9は、第2ダムを考慮せず、不足量をすべて地下水利用によって補うことを仮定した場合を表す。ただし、各ケースとも、転作率は新計画で予定されている0.30ではなく、現計画での0.15を採用している。

Fig. 5.4には、各ケースでの水源別取水量を示す。ケース10、11では、第2ダムを考慮しているにもかかわらず、減水深の増加により、ほとんどの年で幾分かの不足水量が生じている。特に、ケース11では、1978年の渇水年に約1,000万 $\text{m}^3$ もの用水不足を示している。基本的に、ケース3～5に比べ、ここでのケースでは約5,300万 $\text{m}^3$ の必要水量の増加となるが、たとえば第2ダムを2回使いし、ダム以外の水源から全体で1,000万 $\text{m}^3$ 程度増量すれば十分なはずである。しかし、ダム集水域からの流入量が年により必ずしも十分でないことや、何より既設水路などの施設容量の限界により、用水不足が生じているものと思われる。すなわち、第2ダムの絶対的な容量不足ではなく、自然環境や既存施設による制約が問題となっていることが推察される。ただし、ここには示していないが、ケース8の結果より、新計画通り転作率0.30が達成されれば、1977年のような異常渇水年以外では用水不足が生じないこともわかった。以上のケースでは、灌漑開始時に第2ダムが満水であることが前提条件となっていることにも注意したい。

一方、ケース9では、地下水を無制限に取水可能としたため用水不足は生じていない。しかし、後述のように、過剰な揚水により地区全体の大きな地下水貯留量低下を招くことが示唆された。

### 5.5 灌漑の地下水に及ぼす影響

ここでは、現計画あるいは新計画減水深での最適水利用結果に基づいた

灌漑によって、地区全体の地下水体がどの程度潤され、また、地区外への地下水流出がどの程度生じているのかを、簡単な地下水収支より検討する。

#### 5.5.1 地下水貯留量の推定

灌漑による地下水への影響をみるために、次のような地区全体としての地下水収支式を考える。

$$(\text{涵養量}) = (\text{外部流出量}) + (\text{揚水量}) + (\text{貯留量}) \quad (5-3)$$

地下水の涵養量は、水田からの深部浸透量とし、減水深から蒸発散量を差し引いた値（水田浸透量）に補正係数を乗じて求めた。この補正係数は、愛知川扇状地を含む滋賀県湖東平野で行われた圃場レベルの水収支調査結果（堀野，1986）を参考に0.5とした。また、先の水利用結果より、不足水量が生じている場合には、当然減水深に見合うだけの水量が確保できないわけであるから、その分は差し引いている。

地区外下流への外部流出量は、貯留された地下水量が一定の時定数で指数関数的に逓減していくものとして、その逓減総量を割り当てた。このときの時定数は、前章で本地区の地下水位変動から得られた値37.3 d（堀野ほか，1989b）を採用した。また、揚水量は先の各ケースでの結果による値とした。地下水貯留量（厳密には地下水貯留変化量）は、以上の項の残差から求められ、ここでは灌漑開始時の貯留量を基準として、すなわち0として取り扱っている。

なお、この収支計算は、先と同様、5日間の時間刻みで行っており、また上述のように水田以外からの涵養は考慮していない。

#### 5.5.2 現計画減水深による地下水貯留量

ケース3～5について、灌漑期間全体での地下水の涵養量、外部流出量、揚水量および灌漑終了時の貯留量を、渇水年（1977年，1978年）、平水年（1983年）、豊水年（1980年，1985年）を例に Table 5-5 に示す。また、



Table 5-5 灌漑期間の地下水収支

Groundwater budget in irrigation period

年		涵養量 Mm <sup>3</sup>	外部流出量 Mm <sup>3</sup> (%)	揚水量 Mm <sup>3</sup> (%)	貯留量 Mm <sup>3</sup> (%)
1977	Case3	62.3	38.0 (61)	9.5 (15)	14.8 (24)
	Case4	61.5	36.1 (59)	11.8 (19)	13.6 (22)
	Case5	63.2	38.6 (61)	10.2 (16)	14.4 (23)
1978	Case3	62.3	37.7 (61)	12.1 (19)	12.5 (20)
	Case4	62.3	34.9 (56)	14.4 (23)	13.0 (21)
	Case5	63.2	36.6 (58)	13.7 (22)	12.9 (20)
1980	Case3	62.3	42.5 (68)	0.2 (0)	19.6 (31)
	Case4	62.3	42.5 (68)	0.2 (0)	19.6 (31)
	Case5	63.2	43.2 (68)	0.6 (1)	19.4 (31)
1983	Case3	62.3	42.4 (68)	0.4 (1)	19.6 (31)
	Case4	62.3	41.7 (67)	1.2 (2)	19.4 (31)
	Case5	63.2	42.9 (68)	1.0 (2)	19.3 (31)
1985	Case3	62.3	42.3 (68)	0.5 (1)	19.5 (31)
	Case4	62.3	42.3 (68)	0.5 (1)	19.5 (31)
	Case5	63.2	42.8 (68)	1.1 (2)	19.3 (30)
11年平均	Case3	62.3	41.0 (66)	3.1 (5)	18.3 (29)
	Case4	62.3	39.6 (64)	4.9 (8)	17.8 (29)
	Case5	63.2	41.4 (65)	3.8 (6)	18.1 (29)

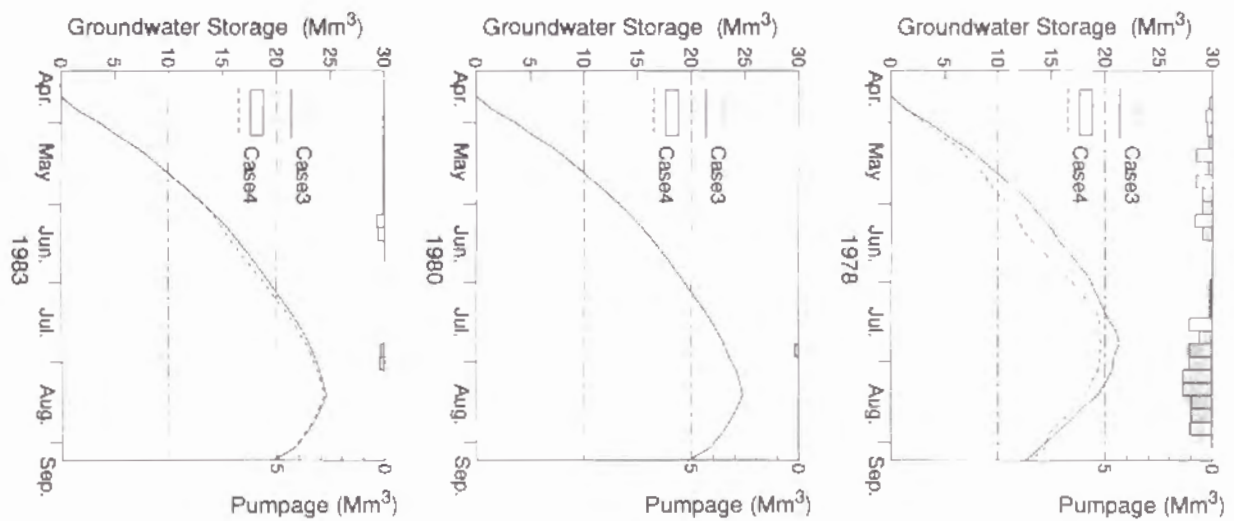


Fig. 5-5 地下水貯留量の期別変化 (ケース3, 4)  
Temporal changes in groundwater storage in case 3 and 4

Fig. 5-5 には、揚水量と貯留量の期別変化例として、渇水年（1978年）、豊水年（1980年）、平水年（1983年）におけるケース3、4の結果が示してある。

Table 5-5 より、豊水年、平水年ではケースによらずほぼ同一の値を示し、約6,200~6,300万 $\text{m}^3$ の涵養量に対しその68%が外部流出量に、1~2%が揚水量に、30%余りが貯留量になっている。一方、渇水年では、どのケースも揚水量の比率が大きくなり、逆にそれだけ外部流出量、貯留量が減少している。たとえばケース4の1978年では、1980年に比べ1,420万 $\text{m}^3$ の揚水量増加に対し、外部流出量、貯留量はそれぞれ760万 $\text{m}^3$ 、660万 $\text{m}^3$ 少なくなっている。

ケース間の貯留量変化の違いは、Fig. 5-5 からわかるように渇水年において顕著であり、ケース4では灌漑初期および終期を除くと常にケース3の値を下回っている。一方、渇水年以外ではケース3、4間にほとんど差はなく、灌漑期後半にピークをもった貯留変動を示している。また、ここでは省略したが、ケース5は各年ともケース3と類似した貯留量変化を示していた。

なお、1985年の灌漑中・後期（貯留量が頭打ちした前後）の平均貯留量は約2,000万 $\text{m}^3$ であった。これに対し、別途物理モデルにより同年の同貯留量は約1,300万 $\text{m}^3$ と推定されているが（第4章参照）、この年には実際には約2,500万 $\text{m}^3$ の揚水があったことを勘案すれば、先の値はほぼ妥当であると思われる。

いずれにせよ、灌漑により地下水貯留量が増加することは明らかである。しかし、揚水量が増加すればピーク貯留量や最終貯留量、あるいは下流域への流出量に大きな影響を与えることになる。

### 5.5.3 新計画減水深による地下水貯留量

新計画において、現計画より増加した必要水量を、第2ダムによって補う場合と地下水取水の強化によって補う場合との差を特に検討するために、ここではケース9、10の結果について言及する。1975~1985年の平均でみ

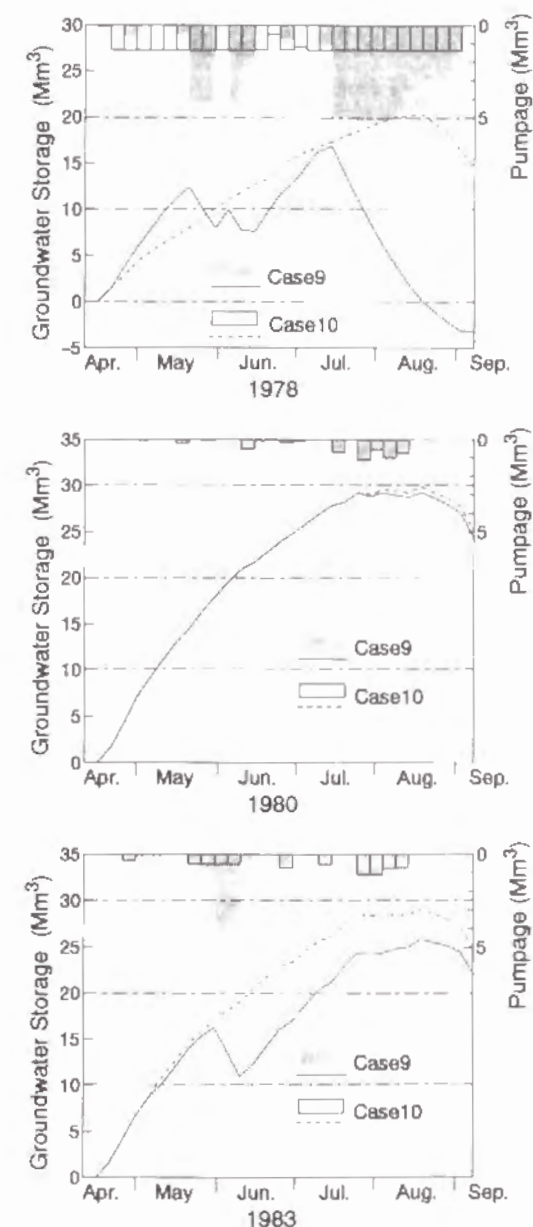


Fig. 5-6 地下水貯留量の期別変化（ケース9、10）

Temporal changes in groundwater storage in case 9 and 10

ると、総涵養量は両ケースとも約8,600万 $\text{m}^3$ となり、先のケース3～5に比べ約1.4倍の値となっている。このうち、外部流出量、揚水量、貯留量の占める割合は、ケース9でそれぞれ52, 30, 18%であり、ケース10では59, 15, 26%であった。すなわち、ケース9では平均でケース10の2倍の揚水量を必要とし、これをほぼ半々の割合で負担するように外部流出量、貯留量が小さくなっている。

期別の地下水貯留量変化については、渇水年（1978年）、豊水年（1980年）、平水年（1983年）において Fig. 5-6 のようになっている。豊水年では、ケース9、10にほとんど差はみられないが、平水年、渇水年では、ケース9での貯留量が、灌漑中期以降ケース10のそれを下回り、特に渇水年の灌漑終了付近では、負の値をとるなど大きな差が生じている。このことは、渇水時における用水不足を第2ダムではなくすべて地下水に依存すると、地下水位の異常な低下を引き起こすことを示唆している。しかし、反面、第2ダムを利用した場合には、本渇水年に300万 $\text{m}^3$ 以上の不足水量を生じているにもかかわらず（Fig. 5-4 参照）、灌漑終了時に約1,500万 $\text{m}^3$ もの地下水貯留が存在することになり、その後、基本的にはこうした水量が無効に流出していくとも考えられる。ケース9では地下水の無制限取水という極端な例を扱ったが、本地区が扇状地ということもあり、その地下水が比較的循環性の高いことを考慮すれば、新計画値での制限以上に地下水取水を強化することによって、時間的・空間的に局所的な用水不足を生じることのない、より安定的な用水供給が可能となるかもしれない。

## 5. 6 結 語

本線形計画モデルは、基本的に予測モデルではなく、実際の気象条件下で、計画上必要な農業用水を維持管理コストからみて最適に利用した場合の各水源の寄与を提示しているに過ぎない。しかし、その結果を実績の取水状況を考慮して検討することにより、水源の持つ特性や、計画の適合性などを診断することができた。地下水貯留に関する試算結果も含め、その内容を最後にまとめると以下のようである。

①ここで計算した結果に比べ、実績の地下水取水量は非常に多い。このことは、水価だけでは評価できない地下水利用の利点があることを示唆している。その利点としては、圃場近くに存在し随時取水が可能であることや、ダムからの用水供給の不安定を補完できるという安心感などが考えられる。兼業農家が増加している現在、こうした地下水の特性は、十分評価してよいと思われる。

②最適利用における永源寺ダムの利用限界は1億3,000万 $\text{m}^3$ 程度と考えられ、新計画での必要水量には第2ダムのような新たな水源施設が必要となろう。ただし、その容量・運用については、地下水利用を再考して決定することが望ましい。

③新計画において、第2ダムを考慮せず地下水に依存した取水形態をとると、渇水年には見かけ上、水田の地下水涵養機能を著しく損なうことになる。

④現計画では、平均で約6,200～6,300万 $\text{m}^3$ の地下水涵養があり、灌漑終了までにこのうちの約65%が下流域へ流出し、約30%が貯留されることが推定された。

## 引用文献

- 愛知川沿岸土地改良区（1987）：県営愛知川地区事業計画の変更について、10p. .
- 農水省近畿農政局（1985～1989）：計画基礎諸元動向調査調査報告書（昭和59年度～63年度）.
- 農水省近畿農政局愛知川農業水利事業所（1984）：愛知川事業誌，626p. .
- 堀野治彦（1986）：水田地帯における地下水流動解析，京都大学農学部修士論文，87p. .
- 堀野治彦・渡辺紹裕・丸山利輔（1989a）：農業用水利用における地下水の役割に関する実証的研究，農業土木学会論文集，144，pp. 9～16.
- 堀野治彦・三野 徹・丸山利輔（1989b）：地下水盆地における地下水貯留変化と逓減特性，農業土木学会論文集，144，pp. 17～24.



## 第6章 結 論

地下水の過剰な揚水が、湖沼・湧水池などの枯渇、あるいはそれに伴う美観の喪失、塩水化、地盤沈下などを引き起こす例を示すまでもなく、最近では、地下水が環境構成要素の1つであるという認識がなされているように思われる。本研究では、こうした地下水を中心とした流域水循環構造、利水形態を、わが国の主要穀物生産の場である水田地帯について検討することを考え、愛知川扇状地を事例として、物理モデルによる決定論的、あるいは計画論的な手法を用いて考究した。本研究で得られた知見を要約すると以下のようなものである。

第1章では、淡水資源として、地下水が量的・質的にいかに重要な存在であるかを示し、合理的な地下水利用のためには、地域の地下水賦存量や循環速度などを把握しておくことが肝要であることを改めて提示した。また、一般に地下水モデルは地域に密着したものであり、普遍的なモデルを構築することは困難であることも指摘した。

第2章では、永源寺ダム建設を含む愛知川地区国営農業水利事業実施前後の地下水利用の実態を分析し、地下水と地表水（たとえば、貯水池の水、河川水など）が単純に代替可能であるか否かについて検討した。その結果、当初用水利用計画では地下水利用の全廃が予定されていたが、国営事業終了後も1,000箇所近くの揚水井が存在し、地下水利用はある程度減少したものの、なお毎年2,000万 $\text{m}^3$ 前後の揚水井からの取水が行われていることが実証的に明らかになった。また、ダムから遠方に位置する圃場ほど地下水利用量が多く、たとえば地区を上流部・下流部の2つの区域に大別した場合、下流部では上流部の4倍以上の揚水を行っていることも明らかになった。これらのことは、単に永源寺ダムの貯水量が十分でないことに起因しているのではなく、地下水源が水田の近傍にあり、中間貯留施設的な機能を併せ持っているためであると推察した。すなわち、地下水は地表水にはない機能を有しており、地表水との単純な代替関係は成立しないものと

判断した。

第3章では、水田地帯特有の周期的な上下動を繰り返す地下水位の変動幅を解析し、地区内での変動分布や地区全体としての平均的な変動幅を推定した。解析法には地質統計学的手法であるクリギング法を用い、データとしては1985～1987年の地下水位変化を利用した。また、このとき用いたバリオグラムの異方性についても、模擬データによる結果と比較しながら検討した。その結果、まず、地下水位の変動は、愛知川の右岸側に比べ左岸側で非常に大きくなっており、また、扇頂部と扇端部で比較すると、扇端部の方が大きな変動を示していることがわかった。次に、地下水位変動幅のバリオグラムは、4つの主方向（N-S、NW-SE、E-W、NE-SW）で検討した場合、愛知川の流れの方向（NW-SE）で若干の異方性を示したが、他の3方向については明確な違いが見られないこともわかった。そこで、全方向を統合した全体のバリオグラムを用いて、愛知川地区全体での平均的な年間地下水位変動幅を推定したところ、1985～1987年についておよそ1.7m～2.0mという結果が得られた。

第4章では、第2章で推察された地下水の役割をより明確にするために、愛知川扇状地を1つの器とみなした場合の灌漑期、非灌漑期の間の地下水貯留量変化を推定し、マクロな循環特性を検討した。最初に、有限要素法による地下水流動の数値モデルを構築し、モデルパラメータとしての透水量係数を1985～1986年の灌漑期データから基準化Powell法によって同定した。同定された透水量係数の空間的分布は、同測定値の分布と相対的によく類似していた。次に、灌漑終了後の地下水位低下の時定数を実測水位から計算し、同定した透水量係数を用いたモデルから推定された時定数と比較することによって、地区を代表する平均的な貯留係数を決定した。さらに、第3章で求められた地下水位変動幅をもとに、得られた貯留係数および面積を考慮することによって、地区内の平均年間地下水貯留変化量が、約1,400万 $\text{m}^3$ と推定された。こうした地下水貯留量や時定数から、灌漑終了後の地区外への地下水流動を考えると、多量の地下水が、灌漑期に形成された地下水体から流出していることもわかった。

第5章では、複数の水源を持つ灌漑地区においては、各水源からいかに

用水を取水するかということが合理的かつ有効な用水管理上の問題となることから、愛知川地区に展開されている現在の用水計画および新用水計画の下での水源別最適取水量を検討した。ここでは、その決定に線形計画法を用い、灌漑用水の利用に必要な全維持管理費の最小化を目的関数とした。また、簡単な水収支式をもとに、最適取水を行った場合の地区内地下水貯留量も推定した。その結果、地下水には第2章でも指摘されたような水価だけでは評価できない利点があること、水源寺ダムによる用水利用量は約1億3,000万 $\text{m}^3$ が限界であることなどが示唆された。さらに、現計画での最適取水条件下では、灌漑期間に水田から涵養された水量6,200～6,300万 $\text{m}^3$ のうち65%が流出し、30%が灌漑終了時に貯留されている結果となった。なお、こうした本地区の豊富な地下水体を形成する要因には、地形・地質的に固有の条件だけではなく、本地区の上流に貯水池いわゆる水瓶が存在し、その水瓶から供給される水量が関与していることも見逃すことはできない。

以上本研究で示してきたように、本地区の地下水は比較的速い循環速度を持ち、一種の地下ダム貯水池のような形態となっている。しかし、このような循環性のよい豊富な地下水を有する地区であっても、恒常的に過剰な揚水が続けば、大幅な地下水低下による各種の障害が発生することは明らかであり、そこで安全揚水量という概念が必要となってくる。一般に、安全揚水量とは「好ましくない結果を生じることなく揚水できる地下水量」といわれているが、この「好ましくない結果」には、水循環的な立場からだけではなく、経済的、生態的、法律的などの様々な角度、すなわち自然科学と社会科学の双方から「どこまで許容できるか」についての考察が必要となろう。

本研究においても、この安全揚水量を特定するまでには至らなかったが、水田地帯の持つ地下水循環構造・特性や、さらには利水上、地下水の持つ機能・特性といった付加価値的な要素を見いだすことができた。本研究で得られたこれらの成果や用いた解析方法およびその手順が、他の同種の地区における地下水問題へのアプローチの参考になれば幸いである。

## 謝 辞

本研究を進めるにあたり、終始懇切なる御指導と激励を賜った京都大学農学部丸山利輔教授には衷心より感謝の意を表するとともに、厚く御礼申し上げます。また、本論文を取りまとめるにあたって、細部にわたり御指導賜った京都大学農学部長谷川高士教授ならびに高橋強教授に謹んで感謝の意を表する。さらに、岡山大学農学部三野徹教授、京都大学農学部小林慎太郎助教授、渡辺紹裕助教授には、具体的な研究の指針や問題点への対応について有益な御指導・御助言を頂き、感謝の念に耐えない。京都大学農学部かんがい排水学研究室の当時の大学院生、専攻生諸氏には、現地調査において多大な御協力を頂き、また、同かんがい排水学研究室岡崎利江前事務官、半田智子事務官には、様々な事務上の御便宜をはかって頂いた。ここに記して深謝する次第である。

なお、本研究の一部は滋賀県琵琶湖研究所プロジェクト研究の一環として行ったことを最後に記しておく。研究遂行上、適切な御助言を頂いた委員各位、ならびに分析に必要な貴重な資料を提供して頂いた農水省淀川水系農業水利調査事務所（現 農水省淀川水系土地改良調査管理事務所）、愛知川沿岸土地改良区の方々には深く感謝の意を表する。

以上、本研究を支えて頂いた多くの方々に今一度感謝の意を表するとともに、厚く御礼申し上げたい。